

ENCURTAMENTO AXIAL DIFERENCIAL DE PILARES E NÚCLEOS DE EDIFÍCIOS ALTOS

JOSÉ MIGUEL DA CRUZ ROCHA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Miguel Ângelo Carvalho Ferraz

Coorientador: Engenheiro Renato Rui da Silva Oliveira Bastos

JUNHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais

O primeiro dever da inteligência é desconfiar dela mesma

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Queria agradecer aos meus pais, sempre presentes e que me apoiaram ao longo de toda a minha vida, pelo que se sacrificaram para que eu alcançasse os meus propósitos. Sem eles não o meu sucesso não estaria presente e não seria a pessoa que sou hoje.

Aos meus familiares que sempre me apoiaram, dentro das suas possibilidades, e que se mostraram disponíveis.

Aos meus amigos e colegas de curso, por estes anos académicos de estudo e entretenimento. Obrigado pelo apoio e motivação dada quando se vivenciaram fases menos boas, e pela alegria e divertimento que fizeram com que esta fase da vida passasse a correr.

A todos os professores que nos transmitiram os seus conhecimentos e experiências profissionais que se relevaram importantes tanto para a capacidade do saber quer para a motivacional.

Ao professor doutor Miguel Ferraz, pela orientação, pela disponibilidade oferecida e entrega à realização da presente dissertação e ao Engenheiro Renato Bastos pelos conhecimentos oferecidos.

A todas as pessoas que me marcaram e me fizeram um ser humano melhor.

RESUMO

Os efeitos do encurtamento dos elementos verticais em edifícios altos, tanto elásticos como inelásticos, podem ter consequências ao nível da utilização e da segurança dos edifícios pelo que o interesse do seu estudo é proporcional à altura do edifício. Os encurtamentos diferenciais de elementos verticais contíguos impõe aos elementos horizontais que os unem deformações impostas, análogas a assentamentos de apoio, que podem induzir esforços consideráveis. Estes esforços podem provocar danos em elementos estruturais e não estruturais pondo em causa a segurança e a utilização em serviço do edifício.

No presente trabalho foi efetuado um levantamento dos estudos previamente realizados sobre esta temática e foi realizado um enquadramento do problema utilizando a informação assim obtida. Seguidamente, utilizando um modelo numérico especializado em análise de estruturas evolutivas e efeitos diferidos, foi realizada uma análise paramétrica de forma a aferir a influência na temática dos Encurtamento Axial Diferencial de Pilares e Núcleos de Edifícios Altos de diversos parâmetros, designadamente: altura do edifício, consideração do faseamento construtivo, consideração dos efeitos diferidos (retração e fluência), quantidade de armadura, utilização de pilares metálicos e mistos, variação da humidade relativa ambiente, ritmo de construção, entre outros.

Como caso de estudo, foi efetuada uma análise estrutural detalhada de um edifício de 43 pisos atualmente em construção. O estudo deste exemplo foi importante para evidenciar as conclusões obtidas na análise paramétrica e na compreensão da influência e da interdependência entre alguns dos fenómenos considerados, tanto na resposta estrutural instantânea como na resposta diferida.

Por fim, foram tecidas algumas considerações e enunciados alguns possíveis desenvolvimentos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: Faseamento Construtivo, Encurtamento Axial, Encurtamento Diferencial, Fluência, Retração

ABSTRACT

The effects of shortening in vertical elements in tall buildings, both elastic and inelastic, may have consequences for the use and safety of buildings whereby the interest of their study is proportional to the height of the building. The differential shortenings of contiguous vertical elements introduces imposed deformations to the horizontal elements that they joint, similar to support settlements, that can induce considerable stresses. These stresses can cause damage to structural and non-structural elements jeopardizing the safety and building services.

In this study it was performed a survey of previous studies on this topic and it was made an summary using the obtained information. Then, using a numerical analysis model specialized in evolutionary structures and material rheological effects, a parametric analysis was conducted in order to assess the influence on the theme of Differential Axial Shortening of Columns and Cores in Tall Buildings of several parameters, namely: building height, consideration of the construction phasing, consideration of rheological effects (shrinkage and creep), amount of reinforcement, use of metallic and composite columns, the ambient relative humidity variation, construction rate, among others.

As a case study, a detailed structural analysis of a building of 43 floors currently under construction was made. The study of this example was important to highlight the conclusions reached in the parametric analysis and for understanding the influence and interdependence between some of the considered phenomena, both in the instantaneous as in the delayed structural response.

Finally, some considerations were taken and some possible future developments were presented.

KEYWORDS: Constructive Phasing, Axial Shortening, Differential Shortening, Creep, Shrinkage

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	3
2. ENCURTAMENTO AXIAL DE ELEMENTOS VERTICAIS	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. DEFORMAÇÃO ELÁSTICA	8
2.3. DEFORMAÇÃO POR RETRAÇÃO	10
2.4. DEFORMAÇÃO POR FLUÊNCIA	15
3. ENCURTAMENTO DIFERENCIAL DE ELEMENTOS VERTICAIS	21
3.1. ENQUADRAMENTO	21
3.2. EFEITOS ADVERSOS DO ENCURTAMENTO DIFERENCIAL	22
3.3. ESTUDOS MAIS RELEVANTES ATÉ À DATA	23
3.4. MINIMIZAÇÃO DOS ENCURTAMENTOS DIFERENCIAIS	24
4. MODELAÇÃO	27
4.1. PROGRAMA	27
4.2. ASPETOS GERAIS DE MODELAÇÃO	28
4.2.1. FASEAMENTO CONSTRUTIVO	28
4.2.2. ESCALA DE TEMPO	29
4.2.3. DESCOFRAGEM	30
4.2.4. SIMETRIA	31

5. ANÁLISE PARAMÉTRICA	33
5.1. ASPETOS GERAIS	33
5.1.1. VARIÁVEIS	33
5.1.2. MODELO	33
5.2. DIMENSIONAMENTO DE SECÇÕES	35
5.2.1. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS HORIZONTAIS	35
5.2.2. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS VERTICAIS	36
5.2.2.1. Núcleo/Parede de betão armado	36
5.2.2.2. Pilares	36
5.2.2.3. Armadura	38
5.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA	39
5.3.1. CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DA ALTURA DO EDIFÍCIO	39
5.3.2. CONSIDERAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO (SEM EFEITOS DIFERIDOS)	43
5.3.3. CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DIFERIDOS DO BETÃO	48
5.3.4. CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DA PERCENTAGEM DE ARMADURA	53
5.3.5. CONSIDERAÇÃO DE PILARES METÁLICOS	57
5.3.6. CONSIDERAÇÃO DE PILARES MISTOS	62
5.3.7. CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DA HUMIDADE RELATIVA	67
5.3.8. CONSIDERAÇÃO DA TENSÃO MÉDIA NOS ELEMENTOS VERTICAIS CONSTANTE	73
5.3.9. CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO TEMPO DE EXECUÇÃO POR PISO	77
5.3.10. CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DE INÉRCIA DE VIGAS	82
5.3.11. CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DO VÃO ENTRE ELEMENTOS VERTICAIS	86
5.3.11.1. Vão entre elementos verticais de 4 metros	86
5.3.11.2. Vão entre elementos verticais de 16 metros	88
6. CASO DE ESTUDO	95
6.1. DESCRIÇÃO CASO DE ESTUDO	95
6.2. MODELAÇÃO EDIFÍCIO	96
6.2.1. ASPETOS GERAIS DA ESTRUTURA	96
6.2.2. DIMENSÃO DE SECÇÕES	97
6.2.2.1. Elementos verticais	97
6.2.2.2. Elementos horizontais	98
6.2.3. CARGAS	98

6.2.4. TEMPO DE EXECUÇÃO	98
6.2.5. APOIOS AUXILIARES	99
6.3. ANÁLISE DE RESULTADOS	99
6.3.1. FASEAMENTO DE PESO PRÓPRIO.....	99
6.3.1.1. Pórtico segundo direção X	99
6.3.1.2. Pórtico segundo direção Y	104
6.3.2. FASEAMENTO DE PESO PRÓPRIO E RESTANTE CARGA PERMANENTE	107
6.3.2.1. Pórtico segundo direção X	107
6.3.2.2. Pórtico segundo direção Y	112
6.3.2.3. Variação dos esforços de flexão nos elementos horizontais	114
 7. CONCLUSÃO	 117
7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	117
7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	118
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - - Primeiro edifício designado como alto, construído em Chicago em 1884 [1]	2
Figura 2.1 – Representação da evolução construtiva de um determinado edifício [5]	5
Figura 2.2 – Encurtamento antes e após a instalação da laje [7]	6
Figura 2.3 – Evolução das várias componentes da deformação [9]	6
Figura 2.4 – Esquema de análise usado na avaliação de encurtamentos axiais de elementos verticais no Burj Khalifa [11]	7
Figura 2.5 – Relação entre tensão e extensão do betão [9]	9
Figura 2.6 – Componentes para betão normal (superior) e betão de elevada resistência (inferior) [14]	11
Figura 2.7 – Representação da grandeza de cada componente da retração [15]	11
Figura 2.8 – Variação da retração com a humidade relativa [9]	13
Figura 2.9 – Variação da retração com a resistência à compressão do betão [9]	13
Figura 2.10– Influência das dimensões dos agregados no valor da retração [9]	14
Figura 2.11– Variação do valor da retração com a percentagem de agregado [9]	14
Figura 2.12– Aproximação do coeficiente ao módulo de elasticidade [9]	16
Figura 2.13– Influência da humidade relativa na fluência [9]	17
Figura 2.14 – Variação do coeficiente de fluência com a primeira idade de carregamento [9]	18
Figura 2.15 – Influência das dimensões do elemento no coeficiente de fluência [9]	18
Figura 3.1 – Esquema referente a diferentes zonas de influência de elementos verticais [22]	22
Figura 3.2 – Efeito da inclinação das lajes [6]	23
Figura 3.3 – Compensação durante a fase de construção [33]	25
Figura 3.4 – Representação de um sistema “Outrigger” [35]	26
Figura 4.1 – Representação de um pórtico modelo e a sua deformada associada a certo carregamento e a sua deformada para determinado carregamento	27
Figura 4.2– Representação de fibras de uma secção esquemática	28
Figura 4.3– Representação evolutiva da construção do pórtico	29
Figura 4.4– Representação da resposta a diferentes escalas temporais	30
Figura 4.5– Evolução da deformação com o tempo com a consideração de efeitos diferidos	30
Figura 5.1 – Representação do pórtico modelo	34
Figura 5.2 – Representação do pórtico com 10 pisos	34
Figura 5.3 – Apresentação das secções a estudar no que respeita a esforços nas vigas	35
Figura 5.4 – Representação de armaduras na secção do pilar	38

Figura 5.5 – Influência da variação da altura do edifício no encurtamento axial do núcleo	40
Figura 5.6 – Influência da variação da altura do edifício no encurtamento axial do pilar	40
Figura 5.7 – Influência da variação da altura do edifício no encurtamento diferencial dos elementos verticais	40
Figura 5.8 – Influência da variação da altura do edifício no valor do encurtamento diferencial dos elementos verticais.....	41
Figura 5.9 – Influência da variação da altura do edifício no valor do momento fletor na secção S1	41
Figura 5.10 - Influência da variação da altura do edifício no valor do momento fletor na secção S2 ...	42
Figura 5.11 - Influência da variação da altura do edifício no valor do esforço transversal na secção S1	42
Figura 5.12 - Influência da variação da altura do edifício no valor do esforço transversal na secção S2	42
Figura 5.13 – Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício com 10 pisos	43
Figura 5.14 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício com 30 pisos	44
Figura 5.15 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício com 60 pisos	44
Figura 5.16 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais	45
Figura 5.17 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício de 10 pisos	45
Figura 5.18 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício de 30 pisos	45
Figura 5.19 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício de 60 pisos	46
Figura 5.20 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício de 10 pisos.....	46
Figura 5.21 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício de 30 pisos.....	46
Figura 5.22 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício de 60 pisos.....	47
Figura 5.23 – Encurtamento axial dos elementos verticais ao longo do tempo em diversos níveis de um edifício de 60 pisos.....	47
Figura 5.24 – Momentos flectores da viga nas secções S1 e S2 ao longo do tempo em diversos níveis de um edifício de 60 pisos.....	47
Figura 5.25 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício de 10 pisos.....	48

Figura 5.26 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício de 30 pisos.....	49
Figura 5.27 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício de 60 pisos.....	49
Figura 5.28 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais	50
Figura 5.29 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício de 10 pisos	51
Figura 5.30 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício de 30 pisos	51
Figura 5.31 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício de 60 pisos	51
Figura 5.32 – Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do momento fletor em elementos horizontais no primeiro piso ao longo do tempo.....	51
Figura 5.33 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do momento fletor dos elementos horizontais do último piso	52
Figura 5.34 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício de 10 pisos	52
Figura 5.35 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício de 30 pisos	52
Figura 5.36 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício de 60 pisos	53
Figura 5.37 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício de 10 pisos	54
Figura 5.38 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício de 30 pisos	54
Figura 5.39 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício de 60 pisos	54
Figura 5.40 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais.....	55
Figura 5.41 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial dos elementos horizontais num edifício 10 pisos	55
Figura 5.42 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial dos elementos horizontais num edifício 30 pisos	56
Figura 5.43 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial dos elementos horizontais num edifício 60 pisos	56
Figura 5.44 - Influência da quantidade de armadura no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 10 pisos	56

Figura 5.45 - Influência da quantidade de armadura no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 30 pisos	57
Figura 5.46 - Influência da quantidade de armadura no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 60 pisos	57
Figura 5.47 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 10 pisos.....	59
Figura 5.48 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 30 pisos.....	59
Figura 5.49 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 60 pisos.....	59
Figura 5.50 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais.....	60
Figura 5.51 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 10 pisos	60
Figura 5.52 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 30 pisos	61
Figura 5.53 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 60 pisos	61
Figura 5.54 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 10 pisos	61
Figura 5.55 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 30 pisos	62
Figura 5.56 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 60 pisos	62
Figura 5.57 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 10 pisos	63
Figura 5.58 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 30 pisos	64
Figura 5.59 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 60 pisos	64
Figura 5.60 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do encurtamento diferencial dos elementos verticais.....	65
Figura 5.61 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 10 pisos	65
Figura 5.62 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 30 pisos	66
Figura 5.63 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 60 pisos	66

Figura 5.64 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 10 pisos	66
Figura 5.65 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 30 pisos	67
Figura 5.66 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 60 pisos	67
Figura 5.67 - Influência da humidade ambiente no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 10 pisos	68
Figura 5.68 - Influência da humidade ambiente no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 30 pisos	68
Figura 5.69 - Influência da humidade ambiente no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 60 pisos	69
Figura 5.70 - Influência da humidade ambiente no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais.....	69
Figura 5.71 – Influência da humidade ambiente no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais.....	70
Figura 5.72 - Influência da humidade ambiente no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 10 pisos.....	70
Figura 5.73 - Influência da humidade ambiente no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 30 pisos.....	71
Figura 5.74 - Influência da humidade ambiente no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 60 pisos.....	71
Figura 5.75 – Influência da humidade ambiente no valor do momento fletor dos elementos	71
Figura 5.76 - Influência da humidade ambiente no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 10 pisos	72
Figura 5.77 - Influência da humidade ambiente no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 30 pisos	72
Figura 5.78 - Influência da humidade ambiente no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 60 pisos	72
Figura 5.79 - Influência do nível de tensão no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 10 pisos.....	74
Figura 5.80 - Influência do nível de tensão no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 30 pisos.....	74
Figura 5.81 - Influência do nível de tensão no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 60 pisos.....	74
Figura 5.82 - Influência do nível de tensão no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos.....	75
Figura 5.83 - Influência do nível de tensão no valor do momento fletor elementos horizontais num edifício 10 pisos.....	75

Figura 5.84 - Influência do nível de tensão no valor do momento fletor elementos horizontais num edifício 30 pisos.....	76
Figura 5.85 - Influência do nível de tensão no valor do momento fletor elementos horizontais num edifício 60 pisos.....	76
Figura 5.86 - Influência do nível de tensão no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 10 pisos.....	76
Figura 5.87 - Influência do nível de tensão no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 30 pisos.....	77
Figura 5.88 - Influência do nível de tensão no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 60 pisos.....	77
Figura 5.89 - Influência do nível do tempo de execução no valor do encurtamento axial nos elementos verticais num edifício 10 pisos	78
Figura 5.90 - Influência do nível do tempo de execução no valor do encurtamento axial nos elementos verticais num edifício 30 pisos	78
Figura 5.91 - Influência do nível do tempo de execução no valor do encurtamento axial nos elementos verticais num edifício 60 pisos	78
Figura 5.92 - Influência do nível do tempo de execução no valor do encurtamento axial diferencial nos elementos verticais.....	79
Figura 5.93 - Influência do nível do tempo de execução no valor do encurtamento axial diferencial nos elementos verticais.....	79
Figura 5.94 - Influência do nível do tempo de execução no valor do momento fletor nos elementos horizontais num edifício 10 pisos	80
Figura 5.95 - Influência do nível do tempo de execução no valor do momento fletor nos elementos horizontais num edifício 30 pisos	80
Figura 5.96 - Influência do nível do tempo de execução no valor do momento fletor nos elementos horizontais num edifício 60 pisos	80
Figura 5.97 – Influência do nível do tempo de execução no valor do momento fletor nos elementos horizontais	81
Figura 5.98 - Influência do nível do tempo de execução no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 10 pisos	81
Figura 5.99 - Influência do nível do tempo de execução no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 30 pisos	81
Figura 5.100 - Influência do nível do tempo de execução no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 60 pisos	82
Figura 5.101 - Influência da inércia das vigas no valor do encurtamento axial nos elementos verticais num edifício 10 pisos.....	83
Figura 5.102 - Influência da inércia das vigas no valor do encurtamento axial nos elementos verticais num edifício 30 pisos.....	83

Figura 5.103 - Influência da inércia das vigas no valor do encurtamento axial nos elementos verticais num edifício 60 pisos.....	83
Figura 5.104 - Influência da inércia das vigas no valor do encurtamento axial diferencial nos elementos	84
Figura 5.105 - Influência da inércia das vigas no valor do momento fletor nos elementos horizontais num edifício 10 pisos.....	84
Figura 5.106 - Influência da inércia das vigas no valor do momento fletor nos elementos horizontais num edifício 30 pisos.....	85
Figura 5.107 - Influência da inércia das vigas no valor do momento fletor nos elementos horizontais num edifício 60 pisos.....	85
Figura 5.108 - Influência da inércia das vigas no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 10 pisos	85
Figura 5.109 - Influência da inércia das vigas no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 30 pisos	86
Figura 5.110 - Influência da inércia das vigas no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 60 pisos	86
Figura 5.111 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 10 pisos.....	90
Figura 5.112 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 30 pisos.....	90
Figura 5.113 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 60 pisos.....	90
Figura 5.114 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais	91
Figura 5.115 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 10 pisos	91
Figura 5.116 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 30 pisos	92
Figura 5.117 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 60 pisos	92
Figura 5.118 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 10 pisos	92
Figura 5.119 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 30 pisos	93
Figura 5.120 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 60 pisos	93
Figura 6.1 – Complexo “Waterfront Colombo” [37]	95
Figura 6.2 – Planta estrutural do piso tipo do caso de estudo	96
Figura 6.3 – Pórtico segundo direção XX	97

Figura 6.4 – Pórtico segundo direção YY	97
Figura 6.5 – Encurtamento do núcleo na análise do pórtico XX, com faseamento apenas do peso próprio	99
Figura 6.6 – Encurtamento do pilar1 na análise do pórtico XX, com faseamento apenas do peso próprio	100
Figura 6.7 – Encurtamento do pilar2 na análise do pórtico XX, com faseamento apenas do peso próprio	100
Figura 6.8 – Encurtamento diferencial entre o núcleo e o pilar2 na análise do pórtico XX, com faseamento apenas do peso próprio	101
Figura 6.9 – Encurtamento diferencial entre pilares na análise do pórtico XX, com faseamento apenas do peso próprio	101
Figura 6.10 – Momentos fletores na secção S1, com faseamento apenas do peso próprio	102
Figura 6.11 - Momentos fletores na secção S2, com faseamento apenas do peso próprio	102
Figura 6.12 - Momentos fletores na secção S3, com faseamento apenas do peso próprio	102
Figura 6.13 - Momentos fletores na secção S4, com faseamento apenas do peso próprio	103
Figura 6.14 – Esforço Transverso na secção S1, com faseamento apenas do peso próprio	103
Figura 6.15 – Esforço Transverso na secção S2, com faseamento apenas do peso próprio	103
Figura 6.16 – Esforço Transverso na secção S3, com faseamento apenas do peso próprio	104
Figura 6.17 – Esforço Transverso na secção S4, com faseamento apenas do peso próprio	104
Figura 6.18 – Encurtamento do núcleo na análise do pórtico YY, com faseamento apenas do peso próprio	105
Figura 6.19 – Encurtamento do pilar3 na análise do pórtico YY, com faseamento apenas do peso próprio	105
Figura 6.20 – Encurtamento diferencial na análise do pórtico YY, com faseamento apenas do peso próprio	106
Figura 6.21 – Momentos fletores na secção S5, com faseamento apenas do peso próprio	106
Figura 6.22 – Momentos fletores na secção S6, com faseamento apenas do peso próprio	106
Figura 6.23 – Esforço Transverso na secção S5, com faseamento apenas do peso próprio	107
Figura 6.24 – Esforço Transverso na secção S6, com faseamento apenas do peso próprio	107
Figura 6.25 - Encurtamento do núcleo na análise do pórtico XX, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	108
Figura 6.26 - Encurtamento do pilar1 na análise do pórtico XX, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	108
Figura 6.27 - Encurtamento do pilar2 na análise do pórtico XX, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	108
Figura 6.28 - Encurtamento diferencial entre pilar2 e núcleo na análise do pórtico XX, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	109

Figura 6.29 - Encurtamento diferencial entre pilar1 e pilar2 na análise do pórtico XX, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	109
Figura 6.30 – Momento fletor na secção S1, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	110
Figura 6.31 – Momento fletor na secção S2, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	110
Figura 6.32 – Momento fletor na secção S3, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	110
Figura 6.33 – Momento fletor na secção S4, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	111
Figura 6.34 – Esforço transversal na secção S1, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	111
Figura 6.35 – Esforço transversal na secção S2, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	111
Figura 6.36 – Esforço transversal na secção S3, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	112
Figura 6.37 – Esforço transversal na secção S3, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	112
Figura 6.38 – Encurtamento do núcleo na análise do pórtico YY, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	112
Figura 6.39 – Encurtamento do pilar3 na análise do pórtico YY, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	113
Figura 6.40 – Encurtamento diferencial na análise do pórtico YY, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	113
Figura 6.41 – Momento fletor na secção S5, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	113
Figura 6.42 – Momento fletor na secção S6, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	114
Figura 6.43 – Esforço Transversal na secção S5, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	114
Figura 6.44 – Esforço transversal na secção S6, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	114
Figura 6.45 – Momento fletor na viga do piso 40 segundo direção X, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	115
Figura 6.46 – Momento fletor na viga do piso 40 segundo direção Y, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente	115

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 5.1 – Cargas características consideradas na análise do pórtico.....	35
Quadro 5.2 – Dimensões associadas ao núcleo/parede de betão armado	36
Quadro 5.3 – Dimensões das secções transversais dos pilares de betão armado para combinação Estado Limite Último	37
Quadro 5.4 – Dimensões associadas aos pilares de betão armado	38
Quadro 5.5 – Número de varões nos elementos da estrutura	39
Quadro 5.6 – Influência da variação da altura do edifício no valor máximo do encurtamento axial dos elementos verticais.....	41
Quadro 5.7 – Encurtamento axial dos elementos verticais considerando o faseamento construtivo	44
Quadro 5.8 – Valores considerados na análise dos efeitos diferidos	48
Quadro 5.9 - Encurtamento axial dos elementos verticais considerando efeitos diferidos	49
Quadro 5.10 – Número de varões em cada elemento para uma taxa de armadura de 4%	53
Quadro 5.11 – Encurtamento axial de elementos verticais para diversas quantidades de armadura	55
Quadro 5.12 – Perfis metálicos considerados na análise	58
Quadro 5.13 – Encurtamento axial dos elementos verticais com e sem consideração de pilares metálicos	60
Quadro 5.14 . Secções atribuídas para a utilização de pilares mistos	63
Quadro 5.15 – Encurtamento axial dos elementos verticais com e sem consideração de pilares mistos	64
Quadro 5.16 – Percentagens de humidade relativa consideradas	67
Quadro 5.17 – Encurtamento axial de elementos verticais para diversas humidades ambientes	69
Quadro 5.18 – Secções consideradas para uma tensão constante	73
Quadro 5.19 – Armadura considerada para tensão constante	73
Quadro 5.20 – Encurtamento axial dos elementos verticais para diversos níveis de tensão	75
Quadro 5.21 – Tempos de execução por piso	77
Quadro 5.22 – Encurtamento axial dos elementos verticais para diversos tempos de execução	79
Quadro 5.23 – Encurtamento axial dos elementos verticais considerando diferentes valores para a inércia de vigas.....	84
Quadro 5.24 - Dimensões do núcleo para um vão livre de 4 metros.....	87
Quadro 5.25 - Dimensões dos pilares para um vão de 4 metros	87
Quadro 5.26 – Nº de varões associados a cada secção para um vão de 4 metros	88
Quadro 5.27 - Dimensões do núcleo para um vão livre de 16 metros.....	89

Quadro 5.28 - Dimensões dos pilares para um vão de 16 metros	89
Quadro 5.29 – N° de varões associados a cada secção para um vão de 16 metros.....	89
Quadro 5.30 – Encurtamento axial de elementos verticais para diferentes vãos entre elementos verticais	91
Quadro 6.1 – Secções dos elementos verticais	98

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

LETRAS MINÚSCULAS LATINAS

b – Largura da secção

d – Altura útil da secção

$d\sigma(\tau)$ – Variação de tensão expressa pela variação do coeficiente de fluência

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

$f_{cm}(t)$ – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão à idade t dias

$f_{cm0} = 10\text{MPa}$

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

f_{sd} – Tensão de cedência do aço da armadura

f_{yd} – Tensão de cedência à tração do aço

h_0 – Espessura equivalente em mm

h_i – Altura do pilar i

ped – Carga de cálculo

k_h – Coeficiente que depende da espessura equivalente

k_σ – Razão entre a tensão de compressão e a resistência característica à compressão do betão na data de carregamento

s – Coeficiente que depende do tipo de cimento

t – Tempo considerado em dias

t_0 – Idade do betão na idade de carregamento

t_s – Idade do betão em dias no início da retração por secagem

u – Perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem

LETRAS MAIÚSCULAS LATINAS

A – Área da secção transversal

A_a – Área de aço

A_c – Área da secção transversal do betão

A_s – Área de armadura

A/C – Relação entre a água e o cimento presentes na mistura de betão

$E(t_0)$ – Módulo de elasticidade do betão à idade t_0 dias

E_c – Módulo de deformação do betão

$E_{c,eff}$ – Módulo de elasticidade efetivo

E_{cm} – Módulo de elasticidade do betão
 $E_{cm}(t)$ – Módulo de elasticidade do betão à idade t dias
 G_k – Valor característico de uma ação permanente
 I – Inércia da secção considerada
 L – Tamanho do elemento
 M_{ed} – Valor de cálculo do momento fletor atuante
 $N_{b,rd}$ – Resistência da secção com efeitos da encurvadura
 N_{cr} – Valor crítico de esforço axial
 $N_{c,rd}$ – Valor resistente da secção à compressão
 N_{ed} – Valor de cálculo do esforço normal atuante
 N_{pl} – Valor resistência plástica da secção
 Q_k – Valor característico de uma ação variável
 RH – Humidade relativa em percentagem
 $RH_0 = 100\%$

LETRAS GREGAS

α_{ds1} – Coeficiente que depende do tipo de cimento
 α_{ds2} – Coeficiente que depende do tipo de cimento
 $\beta_{as}(t)$ – Coeficiente de cálculo
 $\beta_c(t, t_0)$ – Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento
 $\beta_{cc}(t)$ – Coeficiente que depende da idade do betão
 $\beta_{ds}(t, t_s)$ – Coeficiente parcial de cálculo
 β_H – Coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento
 β_{RH} – Coeficiente que depende da humidade relativa
 $\beta(f_{cm})$ – Fator que tem em conta influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional
 $\beta(t_0)$ – Fator que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência
 γ_{m0} – Coeficiente parcial de segurança
 δ – Deformação
 $\delta_{s,i}$ – Deformação por retração no piso i
 $\delta_{c,i(N-)}$ - Deformação por fluência para cargas anteriores
 $\delta_{c,i(N+)}$ - Deformação por fluência para cargas posteriores
 ε – Extensão

$\varepsilon(t)$ – Deformação em um determinado instante t dias

ε_{ca} – Extensão de retração autogénea

$\varepsilon_{ca}(\infty)$ – Extensão de retração por secagem a tempo infinito

ε_{cd} – Extensão de retração por secagem

$\varepsilon_{cd}(t)$ – Extensão de retração por secagem à idade t dias

$\varepsilon_{cd,0}$ – Valor nominal de retração livre por secagem

ε_{cs} – Extensão total de retração do betão

$\varepsilon_{s,i}$ – Extensão por retração no pilar i

λ – Coeficiente de esbelteza relativo a encurvadura por flexão

λ_a – Relação entre o valor do coeficiente de fluência do troço(i) aquando de cada carregamento e o valor aos 28 dias

μ – Valores reduzidos do momento fletor

$\sigma(t)$ – Tensão de compressão no betão à idade t dias

$\sigma(t_0)$ – Tensão instalada no betão à idade t0 dias correspondente ao primeiro carregamento

σ_c – Tensão no betão

$\sigma_{c,i}$ – Tensão de compressão na secção transversal

ϕ - Imperfeição geométrica equivalente

$\varphi(t, t_0)$ – Coeficiente característico de fluência

$\varphi(\infty, t_0)$ – Coeficiente de fluência para tempo infinito

φ_0 – Coeficiente de fluência

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ – Coeficiente teórico de fluência não linear

φ_{RH} – Fator que tem em conta a humidade relativa no coeficiente de fluência

χ – Coeficiente de redução de encurvadura

ABREVIATURAS

cm – Centímetros

esf-Esforço

exp – Exponencial de base neperiana

m – Metros

m2 – Metros quadrados

mm – Milímetros

°C – Graus Celsius

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A construção de edifícios de elevada altura têm vindo a crescer nos últimos anos em todo o mundo. O primeiro edifício com a designação de edifício alto foi construído em Chicago em 1884 (Figura 1.1). Este ascendente desenvolve-se como resposta à falta de espaço que se verifica nas grandes cidades, devido ao aumento da população a alojar, à redução de terreno disponível e à necessidade da população de se encontrar perto dos centros metropolitanos. Outra razão que se tem verificado nos últimos anos é a forma de poder demonstrar a capacidade e o poder, do Homem e das nações, em que se inserem, tanto na conquista de novos limites na construção e idealização como no desenvolvimento de estruturas atrativas do ponto de vista turístico, onde se insere o Burj Khalifa (Figura 1.1).

Esta evolução na construção só foi possível de se realizar com o desenvolvimento, ao longo do século XX, da tecnologia de fabrico e da melhoria das características dos materiais estruturais, em especial o betão, das técnicas de construção e das metodologias de análise tanto da estrutura projetada como do real comportamento dos materiais envolvidos na construção. Contudo, devido a uma maior altura, dos edifícios, as estruturas possuem agora uma complexidade e comportamento diferentes das estruturas de menor envergadura, tendo cada parâmetro e pormenor construtivo uma maior relevância no projeto.

Durante a análise de estruturas, normalmente considera-se que toda a estrutura, todo o carregamento é aplicado no mesmo instante e é efetuada uma análise estática linear, mas na prática, o edifício não é construído de uma vez, mas sim faseadamente e as cargas são aplicadas de forma sequencial, sendo que a resposta da estrutura depende desse histórico e do comportamento ao longo do tempo dos materiais. Assim as estruturas devem ser analisadas em cada estágio de construção tendo em consideração as variações do esquema estrutural, de carga e o comportamento reológico dos materiais.

Um dos principais comportamentos a ser analisado neste tipo de estruturas é o encurtamento dos elementos verticais. Existem dois fatores associados ao encurtamento de pilares que afetam o comportamento e funcionamento de edifícios altos: encurtamento axial e diferencial. O encurtamento axial é o total encurtamento acumulado, que ocorre devido a deformações elásticas, fluência e retração. O encurtamento diferencial é a diferença entre dois encurtamentos resultantes no mesmo nível.

Nas diferentes etapas de construção é importante conhecer as deformações causadas pela sucessão de incrementos de carga a que estão sujeitos os elementos, podendo os deslocamentos verticais relativos ter grande importância no que toca a esforços e distorções de elementos horizontais, bem como nos elementos não estruturais. O conhecimento em cada etapa das deformações dos elementos verticais permite-nos tomar medidas preventivas para a minimização de eventuais danos.

Apesar do conhecimento destes fenômenos, há pouca pesquisa efetuada e publicada, pelo que não resultaram nenhuma normas e regras de construção, estipulando-se apenas recomendações de cálculo. São os engenheiros estruturais responsáveis pelo projeto que devem adotar e desenvolver métodos de cálculo, que satisfaçam a segurança e o correto desempenho do edifício.

A falta de conhecimento acerca do comportamento não linear dos materiais e a não consideração de uma análise sequencial conduz a opções de projeto inapropriadas que podem causar problemas em serviço e à fragilização da estrutura.



Figura 1.1 – À esquerda “Home Insurance Building”, construído em Chicago em 1884; à direita, “Burj Khalifa”, maior edifício com uma altura de 828 metros [1], [2]

1.2. OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo, numa primeira fase, o levantamento dos estudos realizados e disponíveis sobre esta temática, bem como o desenvolvimento de estudos paramétricos de pórticos planos com base num programa de cálculo automático em que será modelada a sequência construtiva e o comportamento diferido do betão, onde se pretende avaliar a influência de diversos fatores nesta problemática. Finalmente far-se-á o estudo de um caso real referente a um edifício alto atualmente em construção no continente asiático.

Conhecendo as deformações dos elementos verticais constituintes do edifício e a sua evolução ao longo do tempo, é possível estabelecer cotas de construção, designadas de contraflechas, que serão empregues em cada piso para todos os elementos verticais de forma a compensar os encurtamentos a que estarão sujeitos esses elementos. A consideração de contraflechas de construção permite mitigar os efeitos geométricos devidos aos encurtamentos diferenciais em estruturas de elevado desenvolvimento em altura, fazendo diminuir assim alguns dos possíveis danos que possam ocorrer durante a ocupação do edifício.

Por outro lado, a análise da evolução dos encurtamentos diferenciais dos elementos verticais ao longo do tempo tendo em consideração o faseamento construtivo e o comportamento diferido do betão permite avaliar de forma correta os esforços instalados nas vigas e lajes do edifício devidos a este fenómeno.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A presente tese, encontra-se parcelada em 8 capítulos, com o intuito de estabelecer uma sequência de raciocínio e mostrar o desenvolvimento do trabalho realizado.

O primeiro capítulo é apresentada uma introdução ao tema de dissertação, apresentam-se os objetivos a alcançar bem como a organização da dissertação.

No segundo capítulo aborda-se a temática do encurtamento axial de elementos verticais e também são apresentados os dos diversos parâmetros que o influenciam.

No terceiro capítulo desenvolve-se a temática dos assentamentos diferenciais de elementos verticais e os seus efeitos sobre a estrutura.

No quarto capítulo apresenta-se o programa de cálculo utilizado neste presente trabalho e os principais princípios que se deve ter em conta na realização de uma análise com o objetivo de verificar os efeitos do faseamento sobre os elementos da estrutura.

No quinto capítulo apresenta-se uma análise paramétrica sobre um pórtico idealizado, e os resultados e conclusões sobre os mesmos.

No sexto capítulo, realiza-se a análise de um caso de estudo, apresentando-se os princípios adotados na sua modelação, e resultados.

No sétimo capítulo, são apresentadas as conclusões finais da presente dissertação, assim como os desenvolvimentos futuros a realizar.

2

ENCURTAMENTO AXIAL DE ELEMENTOS VERTICAIS

2.1. INTRODUÇÃO

O encurtamento axial de elementos verticais em estruturas de betão armado é inevitável [3], sendo que à medida que o edifício aumenta de tamanho em altura, os elementos verticais constituintes sofrem sucessivos incrementos de carga durante a construção, devido à betonagem e consequente peso próprio dos elementos dos pisos superiores, e durante a vida da estrutura devido a cargas não permanentes, devido à ocupação do edifício. O maior encurtamento de elementos verticais ocorre no piso superior do edifício, reduzindo-se a zero no piso térreo, segundo a consideração de uma estrutura cimbrada ideal.

Os fenómenos de encurtamento axial e diferencial, começaram a criar problemas há apenas algumas décadas, aquando a adoção de betão de elevado desempenho que fizeram diminuir as secções dos pilares. Até então eram construídos com grandes dimensões que resultavam em inferiores encurtamentos axiais [4].

O encurtamento axial de elementos verticais de um edifício é influenciado por diversos parâmetros e características, entre as características dos materiais constituintes do betão, a quantidade de armadura, ou a disposição e idade de colocação das cargas na estrutura. Como os encurtamentos dependem da idade de carregamento e dos materiais constituintes dos elementos, o método de construção e o faseamento construtivo (Figura 2.1) e de carregamento tem uma importância fulcral na análise de deformações dos elementos verticais. A análise estrutural comum assume que as cargas são aplicadas ao mesmo tempo na estrutura completa, contudo a maior parte dos edifícios são construídos piso a piso, podendo daqui resultar numa diferente configuração de esforços.

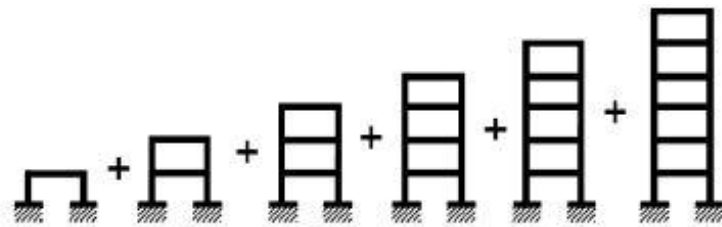


Figura 2.1 – Representação da evolução construtiva de um determinado edifício [5]

Segundo Fintel e Ghosh [6], o encurtamento axial pode dividir-se em dois tipos, antes da moldagem e depois da moldagem dos elementos horizontais, sendo que a mais importante é o que ocorre após a

moldagem os elementos horizontais, pois a que ocorre antes pode ser compensado logo no momento da sua betonagem, como se demonstra na Figura 2.2.

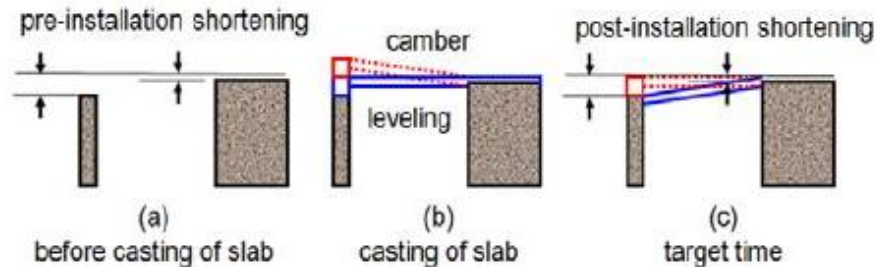


Figura 2.2 – Encurtamento antes e após a instalação da laje [7]

O encurtamento axial de elementos verticais em edifícios de betão armado pode ser separado em 3 constituintes, como se demonstra na Figura 2.3:

- Encurtamento elástico
- Encurtamento devido a fenómenos de fluência
- Encurtamento devido a fenómenos de retração

A deformação elástica ocorre a cada incremento de carga a que está sujeito o elemento, sendo que as deformações por retração e fluência são fenómenos que ocorrem ao longo do tempo. Para um edifício de 80 pisos, obtiveram-se para encurtamento elástico um valor de 65mm, e para inelástico (fluência e retração) um valor entre 180mm e 230mm [8]. As deformações devido a fluência e retração contabilizam cerca de 70% da deformação total sendo, portanto, imperativa a sua consideração.

Por simplificação, as componentes do encurtamento axial, são calculadas separadamente, e soma-se as deformações dessas componentes sendo que a deformação total é resultado do somatório de todas as deformações (equação 2.1).

$$\delta(\text{total}) = \delta(\text{elástico}) + \delta(\text{retração}) + \delta(\text{fluência}) \quad (2.1.)$$

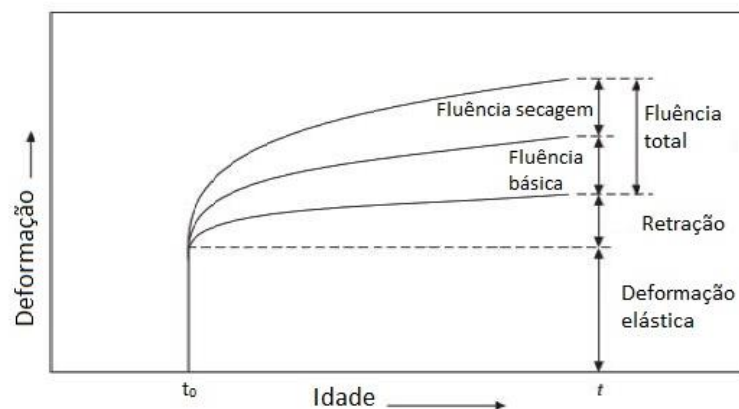


Figura 2.3 – Evolução das várias componentes da deformação [9]

Os fenômenos de fluência e retração têm consequências ao nível do estado de tensão e deformação do betão armado e pré-esforçado, tornando-se ainda mais evidente esta variação na análise com a consideração do faseamento construtivo. A modelação das variáveis inelásticas do betão é aproximada devido ao grande número de parâmetros de que dependem, no entanto muitas destes parâmetros induzem grandes diferenças que podem provocar problemas em serviço.

Para o caso de elementos metálicos, apenas a componente elástica é considerada pois não existem efeitos diferidos dos materiais.

As principais desvantagens da existência de fluência e retração, no comportamento de estruturas de betão, são o aumento de deformações dos elementos estruturais, a perda de força de pré-esforço em estruturas pré-esforçadas, a fendilhação de elementos com deformações impedidas devido ao encurtamento originado pela retração e aumento dos esforços em elementos comprimidos sujeitos a cargas excêntricas.

O encurtamento axial dos elementos verticais tem como efeitos adversos o dano em paredes divisórias, revestimentos, acabamentos e condutas. Para fazer face a estas consequências, o valor do encurtamento axial de elementos verticais deve ser corretamente estimado e detalhado de modo a que não ocorram esforços excessivos de elementos verticais. Deformações axiais devem ser previstas com precisão ainda mais quando existem fachadas de vidro que apenas podem acomodar certos limites de deformação. O método mais comumente usado para a análise de encurtamentos é o método desenvolvido por Fintel et al [6] sendo fácil de entender e programar.

Um exemplo de como a análise e previsão de encurtamentos axiais em edifícios altos pode ser complexo e fundamental é o caso do Burj Khalifa. Baker [10] apresentou um procedimento no projeto, em que o encurtamento axial de elementos verticais foi calculado incorporando 15 modelos de elementos finitos tridimensionais com a representação do seu comportamento ao longo do tempo, como se pode observar na Figura 2.4.

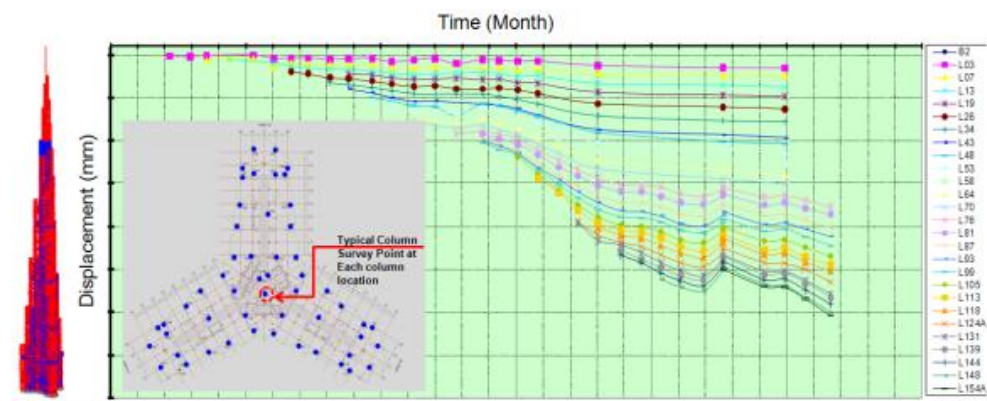


Figura 2.4 – Esquema de análise usado na avaliação de encurtamentos axiais de elementos verticais no Burj Khalifa [11]

2.2. DEFORMAÇÃO ELÁSTICA

A deformação elástica do betão corresponde ao encurtamento instantâneo deste, aquando da aplicação de carga, sendo que numa análise considerando o faseamento construtivo irão existir n incrementos de carga, que corresponderão a n encurtamentos instantâneos, sendo que os seus valores irão diferir no tempo, devido à evolução das características mecânicas do betão e da evolução da estrutura.

A definição da utilização de uma análise que tem em conta o faseamento construtivo e histórico de aplicação de cargas, requiere a simulação da evolução da rigidez do elemento ao longo do tempo de construção.

A deformação elástica irá depender da quantidade de carga aplicada e das características do betão aquando da aplicação da mesma.

A deformação elástica tem uma grande influência da composição do betão, com especial destaque para as propriedades dos agregados constituintes e as respetivas dosagens. Isto é, o módulo de elasticidade dos agregados constituintes do betão, afetam o módulo de elasticidade global do elemento, bem como a relação entre água e cimento considerada, sendo que uma maior quantidade de água faz o valor característico do módulo de elasticidade diminuir. O módulo de elasticidade do betão é a capacidade do betão se deformar elasticamente, sendo uma característica muito importante, e definido como o declive entre a tensão e deformação do betão. O módulo de elasticidade do betão é influenciado pela pasta de cimento, pelo agregado, pelas ligações agregado-cimento e ainda pela compacidade do betão.

Segundo o Eurocódigo2 [12], a variação do módulo de elasticidade com o tempo pode ser estimada pela equação 2.2.

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} * E_{cm} \quad (2.2.)$$

em que $E_{cm}(t)$ e $f_{cm}(t)$ são os valores na idade t dias, e E_{cm} e f_{cm} são os valores característicos para os 28 dias. Sendo que a relação entre $f_{cm}(t)$ e f_{cm} é dada pela equação 2.3.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm} \quad (2.3.)$$

em que,

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (2.4.)$$

em que, $f_{cm}(t)$ é a tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias, f_{cm} a tensão média de rotura aos 28 dias de idade, $\beta_{cc}(t)$ é o coeficiente que depende da idade do betão, t é a idade do betão em dias e s é um coeficiente que depende do tipo de cimento.

A extensão elástica é dada pela relação entre a tensão e o módulo de elasticidade (equação 2.5.)

$$\delta(\text{elástico}) = \frac{\sigma(t)}{E_{cm}(t)} \quad (2.5.)$$

Em que $\varepsilon(\text{elástico})$ corresponde ao encurtamento elástico, $\sigma(t)$ é a tensão instalada na secção de betão e $E_{cm}(t)$ é o módulo de elasticidade do betão na idade considerada.

A partir das expressões já apresentadas, pode-se concluir que encurtamento depende da tensão, que é definida pela relação entre carga aplicada e secção de betão do elemento, e módulo de elasticidade do betão, sendo que o módulo de elasticidade depende da idade de betão das propriedades dos constituintes da secção. Verifica-se que o módulo de elasticidade aumenta com a resistência do betão, contudo a relação entre as duas propriedades apresenta uma dispersão elevada, sendo necessário determinar em laboratório o seu valor, quando exista a necessidade de cálculos rigorosos para uma correta avaliação do comportamento da estrutura.

Deve-se ter em atenção ainda a influência da temperatura neste processo, visto que estas expressões foram estabelecidas para uma temperatura característica de 20°C, outros valores da temperatura são considerados através do ajuste da idade do betão.

O coeficiente de Poisson, que relaciona as deformações longitudinais com as transversais, depende da resistência do betão, do nível de tensão aplicada e da própria composição do betão, sendo que o seu valor normalmente varia entre os valores de 0.15 e 0.25. segundo o Eurocódigo2 [12], recomenda-se a utilização do valor de 0.2 para secções não fendilhadas e de 0 para secções fendilhadas.

Não sendo o betão um corpo elástico, não é correto falar-se em módulo de elasticidade, mas sim em módulo de deformação longitudinal, o qual não tem um valor constante no diagrama tensão-extensão. Na Figura 2.5 ilustra-se a relação entre a tensão instalada e a extensão presente no betão.

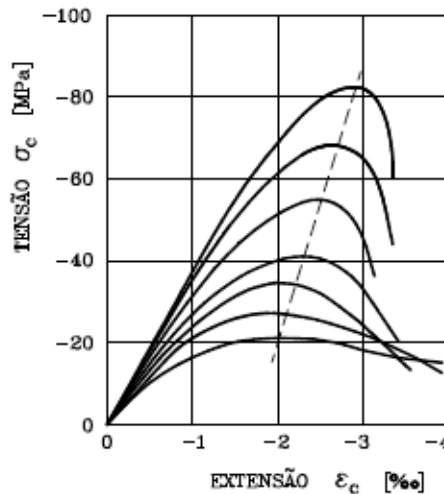


Figura 2.5 – Relação entre tensão e extensão do betão [9]

Estudos já efetuados por Kim e Shin [7], permitiram concluir que a colocação de armadura permitiu reduzir em cerca de 50% o encurtamento axial elástico de elementos de betão armado. Outros autores como Yi and Tong [13] avaliaram a influencia elementos horizontais no encurtamento elástico, tendo estudado a influência de “outriggers” e rigidez de vigas em edificios altos.

2.3. DEFORMAÇÃO POR RETRAÇÃO

A retração do betão consiste no fenómeno de contração de volume do betão, durante o processo de endurecimento, na ausência de variações de temperatura e de tensões aplicadas. Este fenómeno ocorre sobretudo devido à perda progressiva de água do elemento de betão, sendo este processo de difícil explicação. O valor de retração aumenta com o tempo de vida do elemento, sendo que a velocidade de crescimento diminui ao longo do tempo.

A deformação por retração é independente da carga instalada e ocorre principalmente nos primeiros dias após a betonagem, devido à evaporação da água presente no betão e às reações de hidratação das partículas de cimento. A retração ocorre no betão fresco, à medida que este endurece e é composta pela retração por secagem, autogénea, plástica e por carbonatação.

A retração plástica ocorre antes do betão endurecer, quando este se encontra em estado plástico, devido à evaporação da água presente na superfície do betão. Quando a água é removida da pasta de cimento, dá-se uma contração de volume do elemento de betão, podendo este fenómeno resultar na fendilhação superficial das peças de betão, que poderá por em causa a durabilidade de uma dada estrutura, onde o rigor e complexidade estejam presentes.

A retração autogénea, ocorre após a presa do betão, resultado de reações químicas e sendo originada pela hidratação do cimento que consome a água livre no interior da massa do betão. O seu valor é relativamente pequeno e só é significativo em elementos de grande massa e em betões de elevado desempenho, como se apresenta na Figura 2.6.

A retração por secagem, ocorre depois deste endurecer, resultado da mudança de humidade relativa do betão face ao meio envolvente ao elemento, sendo consequência da evaporação de água livre no interior do elemento de betão que não foi utilizada nas reações de hidratação do cimento [6]. A retração por secagem evolui lentamente à medida que o betão endurece, pois esta depende da migração de água através do elemento de betão. Nesta categoria de retração o tamanho do elemento desempenha um papel bastante relevante no resultado final.

A retração por carbonatação desenvolve-se durante o endurecimento do betão, no interior do elemento, sendo caracterizada pela reação da pasta de cimento hidratada com o dióxido de carbono do ar presente na mistura de betão, tendo uma grande variação nos primeiros dias. A velocidade de carbonatação depende da permeabilidade do betão usado.

A retração por secagem, sendo caracterizada pela perda de água livre do elemento de betão, desempenha na prática, o papel mais importante das citadas, visto que a retração autogénea é pouco relevante em betões comuns, contudo o seu estudo deve ser considerado para classes de resistências mais elevadas.

Na Figura 2.7 representa-se a grandeza temporal de cada componente, bem como a relação entre relevâncias na retração total do elemento.

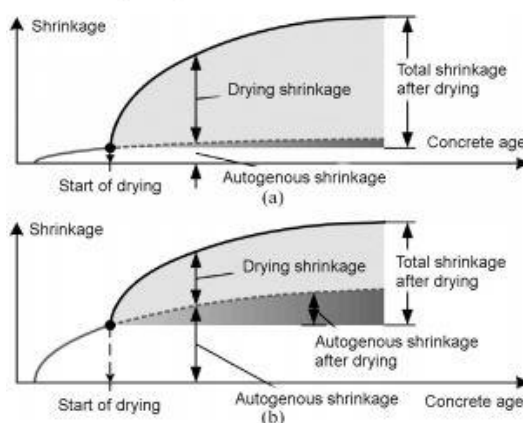


Figura 2.6 – Componentes para betão normal (superior) e betão de elevada resistência (inferior) [14]

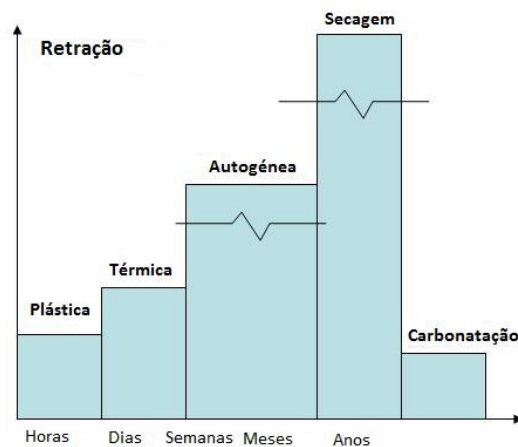


Figura 2.7 – Representação da grandeza de cada componente da retração [15]

O valor total da extensão de retração, segundo o Eurocódigo2 [12], é dada pela equação 2.6.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.6.)$$

em que, ε_{cs} é a extensão total de retração, ε_{cd} a extensão de retração por secagem e ε_{ca} a extensão de retração autogénea.

A extensão de retração autogénea é obtida pela equação 2.7.

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (2.7.)$$

em que,

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) * 10^{-6} \quad (2.8.)$$

Sendo $\varepsilon_{ca}(\infty)$ a extensão de retração por secagem a tempo infinito e f_{ck} o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, e

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 * t^{0.5}) \quad (2.9.)$$

Sendo $\beta_{as}(t)$ um coeficiente de cálculo e t o tempo expresso em dias.

A determinação da extensão de retração por secagem é obtida pela equação 2.10.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad (2.10.)$$

Sendo k_h um coeficiente que depende da espessura equivalente e esta função da área e perímetro da secção, $\varepsilon_{cd,0}$ é o valor nominal de retração livre por secagem (equação 2.13.) e $\beta_{ds}(t, t_s)$ é dado pela equação 2.11.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 * \sqrt{h_0^3}} \quad (2.11.)$$

Em que t é a idade do betão considerada em dias, t_s é a idade do betão em dias no início da retração por secagem e h_0 a espessura equivalente em milímetros (equação 2.12.).

$$h_0 = 2 * \frac{A_c}{u} \quad (2.12.)$$

em que A_c a área da secção transversal do betão e u o perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left((220 + 110 * \alpha_{ds1}) * \exp \left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right) * 10^{-6} * \beta_{RH} \quad (2.13.)$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) \quad (2.14.)$$

em que, f_{cm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (MPa), $f_{cm0}=10\text{MPa}$, α_{ds1} e α_{ds2} são coeficientes que dependes do tipo de cimento, RH representa a humidade relativa em percentagem e $RH_0=100\%$.

Partindo das expressões indicadas, consegue-se obter o valor da retração total, expressa na equação 2.15.

$$\delta(\text{retração}) = L * \epsilon_{cs} \quad (2.15.)$$

em que, L representa o tamanho do elemento e ϵ_{cs} a extensão total por retração.

Pelas expressões indicadas pode-se concluir que a deformação por retração engloba um grande número de fatores, entre eles destacam-se:

- Condições envolventes, como temperatura e humidade relativa. A temperatura influencia a velocidade de evaporação da água e, deste modo o valor e a duração da retração, sendo a retração sensível a temperaturas elevadas e a idades relativamente baixas do betão. A humidade do betão está diretamente com a humidade relativa exterior. Na Figura 2.8 apresenta-se uma relação entre o tempo e a retração quando se varia a humidade relativa.

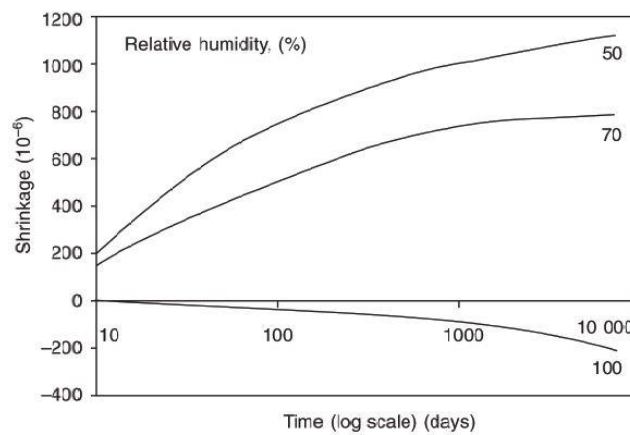


Figura 2.8 – Variação da retração com a humidade relativa [9]

- Módulo de deformação de agregados. Se os agregados possuem módulo de deformação baixo, afetarão o módulo de deformação total betão (Figura 2.9).

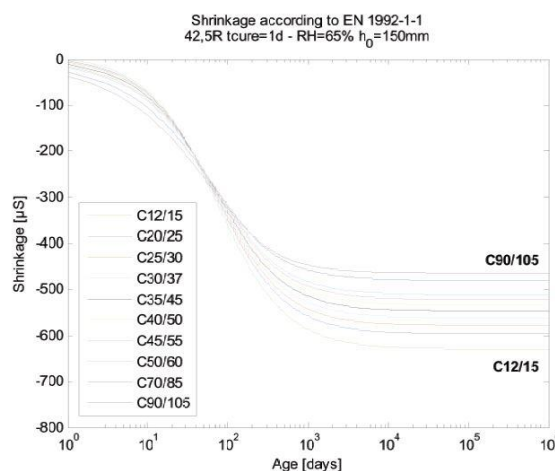


Figura 2.9 – Variação da retração com a resistência à compressão do betão [9]

- Tamanho e graduação do agregado. Maiores dimensões do agregado estão relacionadas com menores quantidades de pasta de cimento que por sua vez farão o elemento possuir menor retração (Figura 2.10).

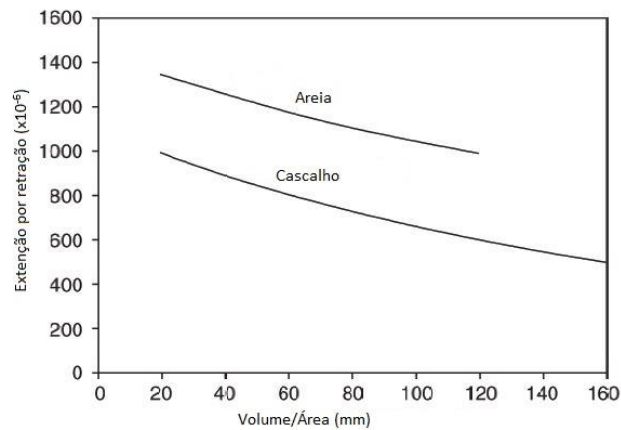


Figura 2.10– Influência das dimensões dos agregados no valor da retração [9]

- Relação entre água e cimento constituinte do betão. A retração aumenta significativamente com a dosagem de água e com o aumento da razão A/C (Figura 2.11).

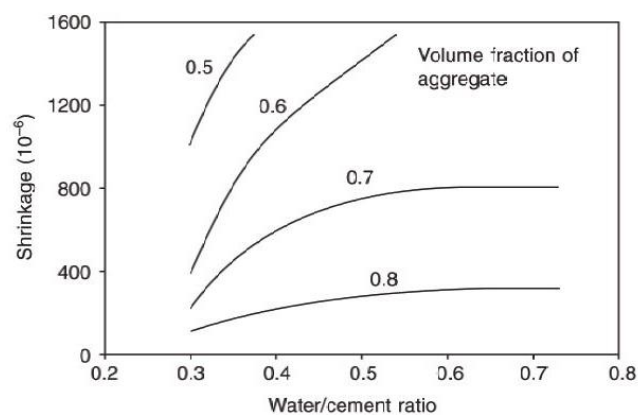


Figura 2.11– Variação do valor da retração com a percentagem de agregado [9]

- Relação entre volume e superfície do elemento. A retração está diretamente relacionada com a relação entre a superfície e o volume do elemento de betão. Quanto maior for a área exposta ao ambiente exterior, maior será a velocidade de retração.
- Ligação entre armaduras [6]. Quando se aumenta os efeitos de confinamento entre armadura e betão, a retração diminui ligeiramente.
- Duração de cura em betões de alta resistência. Maiores durações de cura normalmente resultarão numa menor retração do betão, mas é necessário verificar a dependência da relação entre água e cimento.
- Classe de cimento. Este valor representa a velocidade de endurecimento do betão nos primeiros 28 dias. Cimento de classe N, conduzirá a maiores valores de retração enquanto que cimentos

de Classe R conduzirá a menores visto que a retração se desenvolve mais rapidamente nos primeiros dias.

- Quantidade de ar. Grandes quantidades de ar aumentam a porosidade do betão, com consequência no seu módulo de deformabilidade.
- Quantidade de armadura. O betão armado retrai menos que o betão simples, já que a armadura se opõe ao encurtamento do betão.

Apesar dos esforços que se possam produzir, resultado da retração, não se consegue fabricar um betão em que não ocorra retração. Existem cimentos chamados cimentos sem retração ou cimentos expansivos, sendo que na realidade estes cimentos compensam a retração com uma expansão equivalente, sendo necessário usar-se cimentos especiais.

O encurtamento por retração que ocorre antes da betonagem de um piso é compensado no decorrer do processo construtivo. O cálculo do encurtamento axial por retração do troço (i), que contribui para a deformação do pilar que apoia o nível (N), de acordo com Fintel e Khan [8], é dada pela equação 2.16.

$$\delta_{s,i} = h_i * \varepsilon_{s,i} * (1 - \lambda_t) \quad (2.16.)$$

em que, h_i é a altura do pilar, $\varepsilon_{s,i}$ a extensão de retração total do betão e $(1 - \lambda_t)$ o fator que considera a deformação por retração que ocorre depois de constituído o nível (N).

2.4. DEFORMAÇÃO POR FLUÊNCIA

A fluência e retração são fenómenos correlacionados entre si, que se desenvolvem ao longo do tempo, sendo parâmetros de difícil determinação, sendo a fluência dependente do carregamento aplicado. Este fenómeno ocorre devido à variação de volume da pasta de cimento que envolve os agregados.

A fluência pode ser dividida em duas componentes; a fluência básica, que é caracterizada pelo não movimento da humidade entre o elemento e o meio e é independente da forma e tamanho da secção; a fluência por secagem, que é caracterizada pelo movimento da humidade devido ao processo de secagem e depende do tamanho e forma da secção.

A fluência é normalmente apenas considerada como deformação ao longo do tempo sob carga constante, sendo caracterizada pelo seu coeficiente, $\phi(t, t_0)$ que varia de acordo com o módulo de elasticidade tangente, sendo o valor de $1.05E_{cm}$ um valor razoável usar (Figura 2.12).

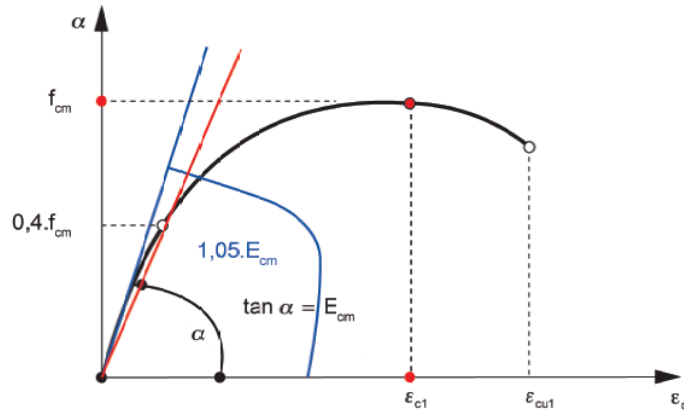


Figura 2.12– Aproximação do coeficiente ao módulo de elasticidade [9]

O coeficiente de fluência, segundo o Eurocódigo2 [12], poderá ser calculado a partir da expressão 2.17.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) \quad (2.17.)$$

em que, φ_0 representa o coeficiente de fluência, que pode ser calculado a partir da equação 2.18.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) \quad (2.18.)$$

Sendo que, φ_{RH} é um fator que tem em conta a humidade relativa no coeficiente de fluência, $\beta(f_{cm})$ é um fator que tem em conta influencia da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional e $\beta(t_0)$ é um fator que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência.

O termo $\beta_c(t, t_0)$ representa o coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, sendo possível de ser estimado através expressão 2.19.

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H+t-t_0} \right)^{0.3} \quad (2.19.)$$

Sendo que β_H um coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento, t corresponde à idade do betão na idade considerada e t_0 corresponde à idade do betão na idade de carregamento.

As expressões apresentadas ainda devem ter em consideração a influencia da temperatura, devendo para isso ser corrigidas a sua idade.

A deformação de um elemento de betão por fluência, para tempo infinito, considerando uma tensão constante, é obtida pela equação 2.20.

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (2.20.)$$

Em que, $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ representa a deformação por fluência do betão para tempo infinito, $\varphi(\infty, t_0)$ corresponde ao coeficiente de fluência para tempo infinito, σ_c representa a tensão no betão e E_c corresponde ao módulo de deformação do betão.

A expressão apresenta é válida para uma tensão de compressão no betão inferior a $0.45 * f_{ck}$. Quando a tensão excede a apresentada deve-se considerar a evolução da fluência de uma forma não linear, sendo o coeficiente de fluência dado pela equação 2.21.

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \exp(1.5 * (k_\sigma - 0.45)) \quad (2.21.)$$

Em que, $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ é o coeficiente teórico de fluência não linear e k_σ é a razão entre a tensão de compressão e a resistência característica à compressão do betão na data de carregamento.

Das expressões expostas anteriormente pode-se chegar aos seguintes parâmetros de dependência de comportamento da fluência num elemento de betão armado:

- Propriedades do betão, influenciam os parâmetros de tensão média de rotura à compressão do betão, f_{cm} , e do módulo de elasticidade do betão, E_{cm} . Um maior valor destas propriedades irá conduzir a uma menor fluência (Figura 2.12).
- Meio envolvente, como humidade e temperatura. Maiores valores de humidade relativa conduzem a menores deformações por fluência, enquanto que para temperaturas elevadas a deformação por fluência é maior (Figura 2.13).

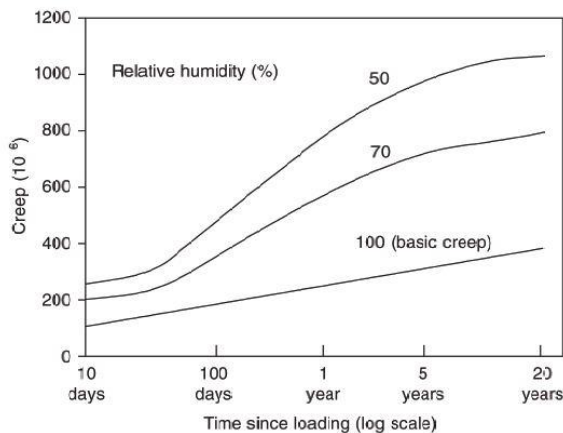


Figura 2.13– Influência da humidade relativa na fluência [9]

- Condições de carregamento e idade betão no carregamento. Quanto mais cedo se der o carregamento do elemento de betão, maior será a deformação experimentada (Figura 2.14).

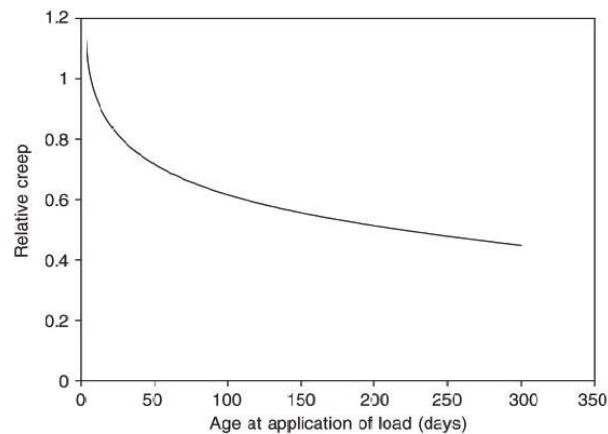


Figura 2.14 – Variação do coeficiente de fluência com a primeira idade de carregamento [9]

- Relação entre tensão e deformação do betão. O módulo de deformação do betão deve ser afetado pelo coeficiente de fluência, para ter em conta os efeitos desta. O módulo de elasticidade efetivo, segundo o Eurocódigo2 pode ser dado pela equação 2.22.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (2.22.)$$

- Relação água-cimento. Quanto maior este valor, menor será a resistência característica do betão o que conduzirá a menores valores do coeficiente de fluência.
- Tipo e volume dos agregados. Um maior volume de agregados conduz a uma menor fluência, visto que estes possuem um papel de restrição a este fenómeno
- Secção elemento. Quanto maior a relação entre o volume e a área do elemento, menor será o coeficiente de fluência (Figura 2.15).

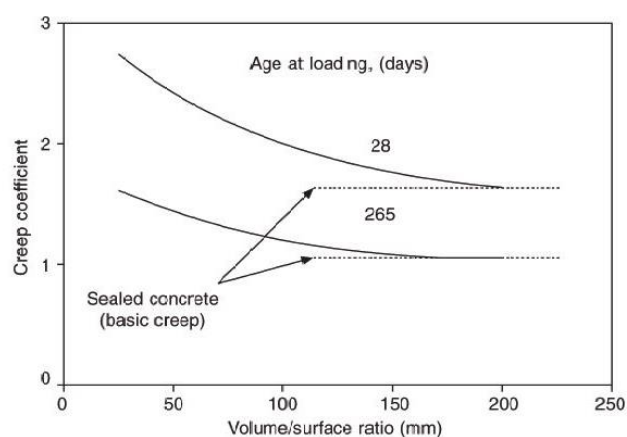


Figura 2.15 – Influência das dimensões do elemento no coeficiente de fluência [9]

- Percentagem armadura, uma maior percentagem de armadura conduz a menor fluência, pois maior será a transferência de tensão do betão para esta ao longo do tempo

- Proporcional à fração de volume da pasta de cimento. Sendo a pasta de cimento a componente do betão que apresenta fluência, a sua percentagem condiciona o coeficiente de fluência do betão.

Alguma fluência, pode ser reversível durante a retirada de carga, mas esse valor é ínfimo, sendo este fenómeno devido à fluência da pasta de cimento hidratada.

A fluência tem como vantagens a possível redução dos esforços nos elementos estruturais do betão e a eliminação das concentrações de tensões, apenas ocorrendo quando se considera o faseamento construtivo.

Num caso real, o encurtamento por fluência de um dado pilar devido à construção de determinado nível divide-se em duas parcelas; na deformação causada nos carregamentos provocados pela construção dos pisos acima do troço (i), que corresponde ao nível do pilar, até ao nível (N) de construção, denominando-se “Cargas Anteriores”; e deformação nos incrementos de carga relativos à construção dos restantes pisos até ao topo do edifício, denominando-se “Cargas Posteriores”.

Segundo Fintel e Khan [8], as cargas anteriores são determinadas pela expressão 2.23 e as cargas posteriores dadas pela equação 2.24.

$$\delta_{c,i(N-)} = h_i \sum_{i=1}^N \varepsilon_{c,i}(28) \sigma_{c,i} \lambda_a (1 - \lambda_t) \quad (2.23.)$$

$$\delta_{c,i(N+)} = h_i \sum_{i=1}^N \varepsilon_{c,i}(28) \sigma_{c,i} \lambda_a \quad (2.24.)$$

Sendo que h_i é a altura do troço de pilar, $\varepsilon_{c,i}(28)$ a extensão última de fluência para uma idade de 28 dias, $\sigma_{c,i}$ a tensão de compressão na secção transversal, λ_a a relação entre o valor do coeficiente de fluência do troço(i) aquando de cada carregamento e o valor aos 28 dias e $(1 - \lambda_t)$ o fator que considera apenas a deformação que ocorre após a betonagem do piso (N).

Também Bazant [16], desenvolveu um método algébrico de cálculo baseado no ajuste da idade do betão, com a consideração da evolução da retração e fluência, expressa na equação 2.25.

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)} [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{1}{E(t_0)} \int_{t_0}^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} [1 + \varphi(t, t_0)] d\tau \quad (2.25.)$$

Tendo obtido encurtamentos axiais totais 50% superiores aos encurtamentos elásticos.

São diversos os estudos já realizados no âmbito da retração e fluência e a sua influencia no estudo do encurtamento axial de elementos verticais de edifícios altos, entre eles, Fintel e Khan [17], Gao e Bradford [18], Russel e Larson [19], e Sharma [20].

2

ENCURTAMENTO AXIAL DE ELEMENTOS VERTICAIS

2.1. INTRODUÇÃO

O encurtamento axial de elementos verticais em estruturas de betão armado é inevitável [3], sendo que à medida que o edifício aumenta de tamanho em altura, os elementos verticais constituintes sofrem sucessivos incrementos de carga durante a construção, devido à betonagem e consequente peso próprio dos elementos dos pisos superiores, e durante a vida da estrutura devido a cargas não permanentes, devido à ocupação do edifício. O maior encurtamento de elementos verticais ocorre no piso superior do edifício, reduzindo-se a zero no piso térreo, segundo a consideração de uma estrutura cimbrada ideal.

Os fenómenos de encurtamento axial e diferencial, começaram a criar problemas há apenas algumas décadas, aquando a adoção de betão de elevado desempenho que fizeram diminuir as secções dos pilares. Até então eram construídos com grandes dimensões que resultavam em inferiores encurtamentos axiais [4].

O encurtamento axial de elementos verticais de um edifício é influenciado por diversos parâmetros e características, entre as características dos materiais constituintes do betão, a quantidade de armadura, ou a disposição e idade de colocação das cargas na estrutura. Como os encurtamentos dependem da idade de carregamento e dos materiais constituintes dos elementos, o método de construção e o faseamento construtivo (Figura 2.1) e de carregamento tem uma importância fulcral na análise de deformações dos elementos verticais. A análise estrutural comum assume que as cargas são aplicadas ao mesmo tempo na estrutura completa, contudo a maior parte dos edifícios são construídos piso a piso, podendo daqui resultar numa diferente configuração de esforços.

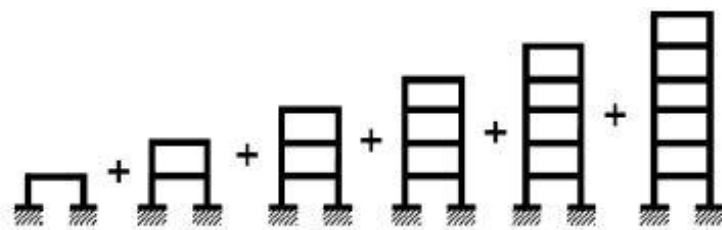


Figura 2.1 – Representação da evolução construtiva de um determinado edifício [5]

Segundo Fintel e Ghosh [6], o encurtamento axial pode dividir-se em dois tipos, antes da moldagem e depois da moldagem dos elementos horizontais, sendo que a mais importante é o que ocorre após a

moldagem os elementos horizontais, pois a que ocorre antes pode ser compensado logo no momento da sua betonagem, como se demonstra na Figura 2.2.

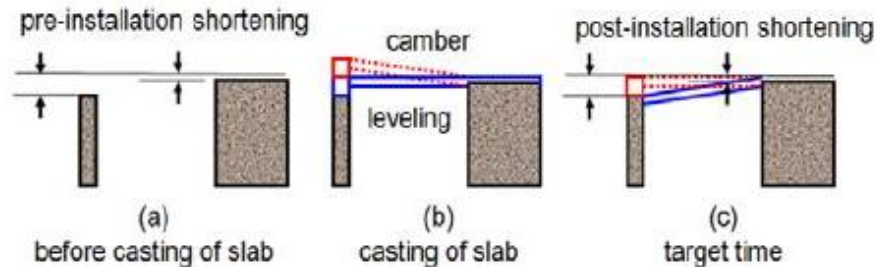


Figura 2.2 – Encurtamento antes e após a instalação da laje [7]

O encurtamento axial de elementos verticais em edifícios de betão armado pode ser separado em 3 constituintes, como se demonstra na Figura 2.3:

- Encurtamento elástico
- Encurtamento devido a fenómenos de fluência
- Encurtamento devido a fenómenos de retração

A deformação elástica ocorre a cada incremento de carga a que está sujeito o elemento, sendo que as deformações por retração e fluência são fenómenos que ocorrem ao longo do tempo. Para um edifício de 80 pisos, obtiveram-se para encurtamento elástico um valor de 65mm, e para inelástico (fluência e retração) um valor entre 180mm e 230mm [8]. As deformações devido a fluência e retração contabilizam cerca de 70% da deformação total sendo, portanto, imperativa a sua consideração.

Por simplificação, as componentes do encurtamento axial, são calculadas separadamente, e soma-se as deformações dessas componentes sendo que a deformação total é resultado do somatório de todas as deformações (equação 2.1).

$$\delta(\text{total}) = \delta(\text{elástico}) + \delta(\text{retração}) + \delta(\text{fluência}) \quad (2.1.)$$

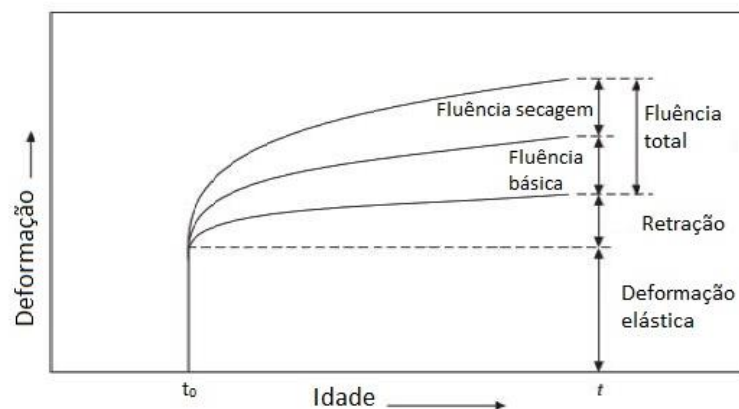


Figura 2.3 – Evolução das várias componentes da deformação [9]

Os fenômenos de fluência e retração têm consequências ao nível do estado de tensão e deformação do betão armado e pré-esforçado, tornando-se ainda mais evidente esta variação na análise com a consideração do faseamento construtivo. A modelação das variáveis inelásticas do betão é aproximada devido ao grande número de parâmetros de que dependem, no entanto muitas destes parâmetros induzem grandes diferenças que podem provocar problemas em serviço.

Para o caso de elementos metálicos, apenas a componente elástica é considerada pois não existem efeitos diferidos dos materiais.

As principais desvantagens da existência de fluência e retração, no comportamento de estruturas de betão, são o aumento de deformações dos elementos estruturais, a perda de força de pré-esforço em estruturas pré-esforçadas, a fendilhação de elementos com deformações impedidas devido ao encurtamento originado pela retração e aumento dos esforços em elementos comprimidos sujeitos a cargas excêntricas.

O encurtamento axial dos elementos verticais tem como efeitos adversos o dano em paredes divisórias, revestimentos, acabamentos e condutas. Para fazer face a estas consequências, o valor do encurtamento axial de elementos verticais deve ser corretamente estimado e detalhado de modo a que não ocorram esforços excessivos de elementos verticais. Deformações axiais devem ser previstas com precisão ainda mais quando existem fachadas de vidro que apenas podem acomodar certos limites de deformação. O método mais comumente usado para a análise de encurtamentos é o método desenvolvido por Fintel et al [6] sendo fácil de entender e programar.

Um exemplo de como a análise e previsão de encurtamentos axiais em edifícios altos pode ser complexo e fundamental é o caso do Burj Khalifa. Baker [10] apresentou um procedimento no projeto, em que o encurtamento axial de elementos verticais foi calculado incorporando 15 modelos de elementos finitos tridimensionais com a representação do seu comportamento ao longo do tempo, como se pode observar na Figura 2.4.

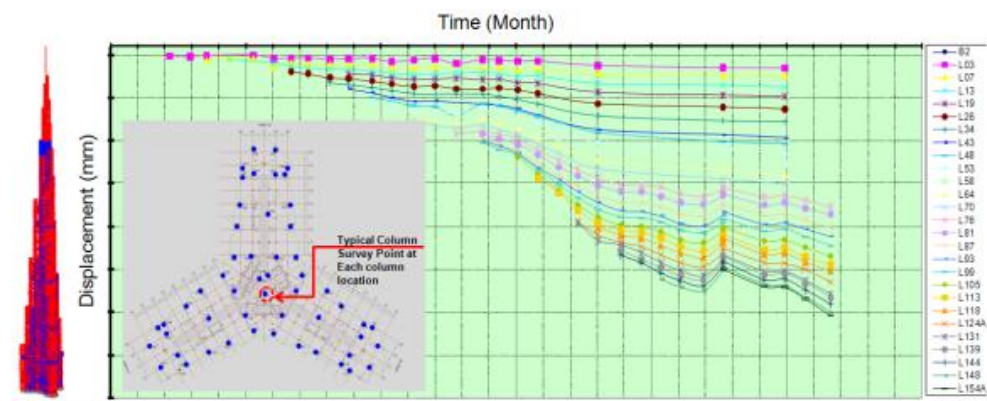


Figura 2.4 – Esquema de análise usado na avaliação de encurtamentos axiais de elementos verticais no Burj Khalifa [11]

2.2. DEFORMAÇÃO ELÁSTICA

A deformação elástica do betão corresponde ao encurtamento instantâneo deste, aquando da aplicação de carga, sendo que numa análise considerando o faseamento construtivo irão existir n incrementos de carga, que corresponderão a n encurtamentos instantâneos, sendo que os seus valores irão diferir no tempo, devido à evolução das características mecânicas do betão e da evolução da estrutura.

A definição da utilização de uma análise que tem em conta o faseamento construtivo e histórico de aplicação de cargas, requiere a simulação da evolução da rigidez do elemento ao longo do tempo de construção.

A deformação elástica irá depender da quantidade de carga aplicada e das características do betão aquando da aplicação da mesma.

A deformação elástica tem uma grande influência da composição do betão, com especial destaque para as propriedades dos agregados constituintes e as respetivas dosagens. Isto é, o módulo de elasticidade dos agregados constituintes do betão, afetam o módulo de elasticidade global do elemento, bem como a relação entre água e cimento considerada, sendo que uma maior quantidade de água faz o valor característico do módulo de elasticidade diminuir. O módulo de elasticidade do betão é a capacidade do betão se deformar elasticamente, sendo uma característica muito importante, e definido como o declive entre a tensão e deformação do betão. O módulo de elasticidade do betão é influenciado pela pasta de cimento, pelo agregado, pelas ligações agregado-cimento e ainda pela compacidade do betão.

Segundo o Eurocódigo2 [12], a variação do módulo de elasticidade com o tempo pode ser estimada pela equação 2.2.

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} * E_{cm} \quad (2.2.)$$

em que $E_{cm}(t)$ e $f_{cm}(t)$ são os valores na idade t dias, e E_{cm} e f_{cm} são os valores característicos para os 28 dias. Sendo que a relação entre $f_{cm}(t)$ e f_{cm} é dada pela equação 2.3.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm} \quad (2.3.)$$

em que,

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (2.4.)$$

em que, $f_{cm}(t)$ é a tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias, f_{cm} a tensão média de rotura aos 28 dias de idade, $\beta_{cc}(t)$ é o coeficiente que depende da idade do betão, t é a idade do betão em dias e s é um coeficiente que depende do tipo de cimento.

A extensão elástica é dada pela relação entre a tensão e o módulo de elasticidade (equação 2.5.)

$$\delta(\text{elástico}) = \frac{\sigma(t)}{E_{cm}(t)} \quad (2.5.)$$

Em que $\varepsilon(\text{elástico})$ corresponde ao encurtamento elástico, $\sigma(t)$ é a tensão instalada na secção de betão e $E_{cm}(t)$ é o módulo de elasticidade do betão na idade considerada.

A partir das expressões já apresentadas, pode-se concluir que encurtamento depende da tensão, que é definida pela relação entre carga aplicada e secção de betão do elemento, e módulo de elasticidade do betão, sendo que o módulo de elasticidade depende da idade de betão das propriedades dos constituintes da secção. Verifica-se que o módulo de elasticidade aumenta com a resistência do betão, contudo a relação entre as duas propriedades apresenta uma dispersão elevada, sendo necessário determinar em laboratório o seu valor, quando exista a necessidade de cálculos rigorosos para uma correta avaliação do comportamento da estrutura.

Deve-se ter em atenção ainda a influência da temperatura neste processo, visto que estas expressões foram estabelecidas para uma temperatura característica de 20°C, outros valores da temperatura são considerados através do ajuste da idade do betão.

O coeficiente de Poisson, que relaciona as deformações longitudinais com as transversais, depende da resistência do betão, do nível de tensão aplicada e da própria composição do betão, sendo que o seu valor normalmente varia entre os valores de 0.15 e 0.25. segundo o Eurocódigo2 [12], recomenda-se a utilização do valor de 0.2 para secções não fendilhadas e de 0 para secções fendilhadas.

Não sendo o betão um corpo elástico, não é correto falar-se em módulo de elasticidade, mas sim em módulo de deformação longitudinal, o qual não tem um valor constante no diagrama tensão-extensão. Na Figura 2.5 ilustra-se a relação entre a tensão instalada e a extensão presente no betão.

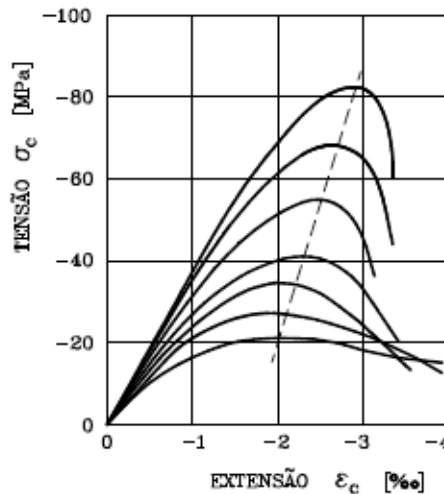


Figura 2.5 – Relação entre tensão e extensão do betão [9]

Estudos já efetuados por Kim e Shin [7], permitiram concluir que a colocação de armadura permitiu reduzir em cerca de 50% o encurtamento axial elástico de elementos de betão armado. Outros autores como Yi and Tong [13] avaliaram a influencia elementos horizontais no encurtamento elástico, tendo estudado a influência de “outriggers” e rigidez de vigas em edificios altos.

2.3. DEFORMAÇÃO POR RETRAÇÃO

A retração do betão consiste no fenómeno de contração de volume do betão, durante o processo de endurecimento, na ausência de variações de temperatura e de tensões aplicadas. Este fenómeno ocorre sobretudo devido à perda progressiva de água do elemento de betão, sendo este processo de difícil explicação. O valor de retração aumenta com o tempo de vida do elemento, sendo que a velocidade de crescimento diminui ao longo do tempo.

A deformação por retração é independente da carga instalada e ocorre principalmente nos primeiros dias após a betonagem, devido à evaporação da água presente no betão e às reações de hidratação das partículas de cimento. A retração ocorre no betão fresco, à medida que este endurece e é composta pela retração por secagem, autogénea, plástica e por carbonatação.

A retração plástica ocorre antes do betão endurecer, quando este se encontra em estado plástico, devido à evaporação da água presente na superfície do betão. Quando a água é removida da pasta de cimento, dá-se uma contração de volume do elemento de betão, podendo este fenómeno resultar na fendilhação superficial das peças de betão, que poderá por em causa a durabilidade de uma dada estrutura, onde o rigor e complexidade estejam presentes.

A retração autogénea, ocorre após a presa do betão, resultado de reações químicas e sendo originada pela hidratação do cimento que consome a água livre no interior da massa do betão. O seu valor é relativamente pequeno e só é significativo em elementos de grande massa e em betões de elevado desempenho, como se apresenta na Figura 2.6.

A retração por secagem, ocorre depois deste endurecer, resultado da mudança de humidade relativa do betão face ao meio envolvente ao elemento, sendo consequência da evaporação de água livre no interior do elemento de betão que não foi utilizada nas reações de hidratação do cimento [6]. A retração por secagem evolui lentamente à medida que o betão endurece, pois esta depende da migração de água através do elemento de betão. Nesta categoria de retração o tamanho do elemento desempenha um papel bastante relevante no resultado final.

A retração por carbonatação desenvolve-se durante o endurecimento do betão, no interior do elemento, sendo caracterizada pela reação da pasta de cimento hidratada com o dióxido de carbono do ar presente na mistura de betão, tendo uma grande variação nos primeiros dias. A velocidade de carbonatação depende da permeabilidade do betão usado.

A retração por secagem, sendo caracterizada pela perda de água livre do elemento de betão, desempenha na prática, o papel mais importante das citadas, visto que a retração autogénea é pouco relevante em betões comuns, contudo o seu estudo deve ser considerado para classes de resistências mais elevadas.

Na Figura 2.7 representa-se a grandeza temporal de cada componente, bem como a relação entre relevâncias na retração total do elemento.

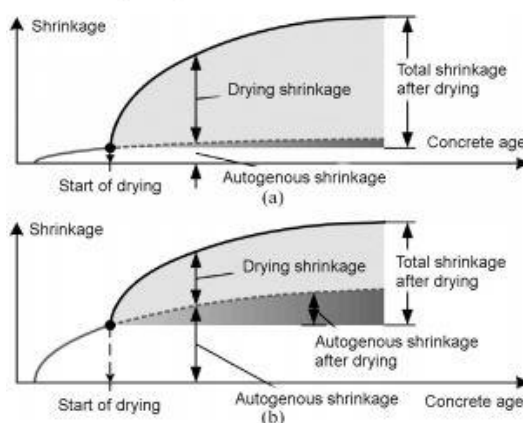


Figura 2.6 – Componentes para betão normal (superior) e betão de elevada resistência (inferior) [14]

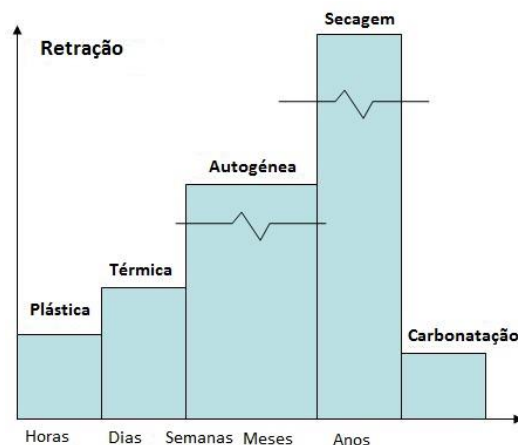


Figura 2.7 – Representação da grandeza de cada componente da retração [15]

O valor total da extensão de retração, segundo o Eurocódigo2 [12], é dada pela equação 2.6.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.6.)$$

em que, ε_{cs} é a extensão total de retração, ε_{cd} a extensão de retração por secagem e ε_{ca} a extensão de retração autogénea.

A extensão de retração autogénea é obtida pela equação 2.7.

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (2.7.)$$

em que,

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) * 10^{-6} \quad (2.8.)$$

Sendo $\varepsilon_{ca}(\infty)$ a extensão de retração por secagem a tempo infinito e f_{ck} o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade, e

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 * t^{0.5}) \quad (2.9.)$$

Sendo $\beta_{as}(t)$ um coeficiente de cálculo e t o tempo expresso em dias.

A determinação da extensão de retração por secagem é obtida pela equação 2.10.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad (2.10.)$$

Sendo k_h um coeficiente que depende da espessura equivalente e esta função da área e perímetro da secção, $\varepsilon_{cd,0}$ é o valor nominal de retração livre por secagem (equação 2.13.) e $\beta_{ds}(t, t_s)$ é dado pela equação 2.11.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 * \sqrt{h_0^3}} \quad (2.11.)$$

Em que t é a idade do betão considerada em dias, t_s é a idade do betão em dias no início da retração por secagem e h_0 a espessura equivalente em milímetros (equação 2.12.).

$$h_0 = 2 * \frac{A_c}{u} \quad (2.12.)$$

em que A_c a área da secção transversal do betão e u o perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem.

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left((220 + 110 * \alpha_{ds1}) * \exp \left(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right) * 10^{-6} * \beta_{RH} \quad (2.13.)$$

$$\beta_{RH} = 1.55 \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) \quad (2.14.)$$

em que, f_{cm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (MPa), $f_{cm0}=10\text{MPa}$, α_{ds1} e α_{ds2} são coeficientes que dependes do tipo de cimento, RH representa a humidade relativa em percentagem e $RH_0=100\%$.

Partindo das expressões indicadas, consegue-se obter o valor da retração total, expressa na equação 2.15.

$$\delta(\text{retração}) = L * \epsilon_{cs} \quad (2.15.)$$

em que, L representa o tamanho do elemento e ϵ_{cs} a extensão total por retração.

Pelas expressões indicadas pode-se concluir que a deformação por retração engloba um grande número de fatores, entre eles destacam-se:

- Condições envolventes, como temperatura e humidade relativa. A temperatura influencia a velocidade de evaporação da água e, deste modo o valor e a duração da retração, sendo a retração sensível a temperaturas elevadas e a idades relativamente baixas do betão. A humidade do betão está diretamente com a humidade relativa exterior. Na Figura 2.8 apresenta-se uma relação entre o tempo e a retração quando se varia a humidade relativa.

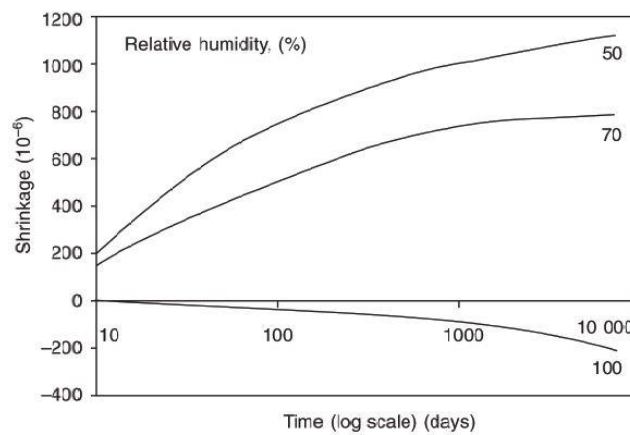


Figura 2.8 – Variação da retração com a humidade relativa [9]

- Módulo de deformação de agregados. Se os agregados possuem módulo de deformação baixo, afetarão o módulo de deformação total betão (Figura 2.9).

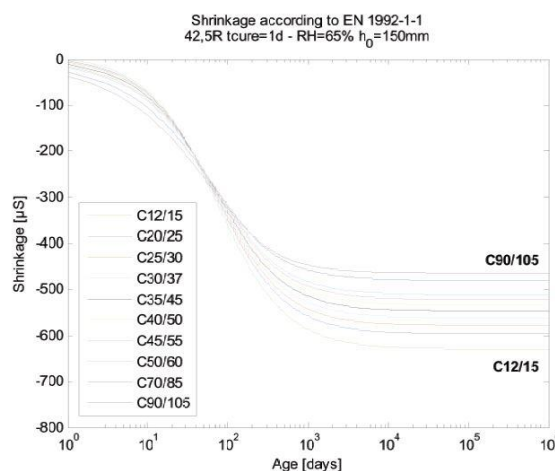


Figura 2.9 – Variação da retração com a resistência à compressão do betão [9]

- Tamanho e graduação do agregado. Maiores dimensões do agregado estão relacionadas com menores quantidades de pasta de cimento que por sua vez farão o elemento possuir menor retração (Figura 2.10).

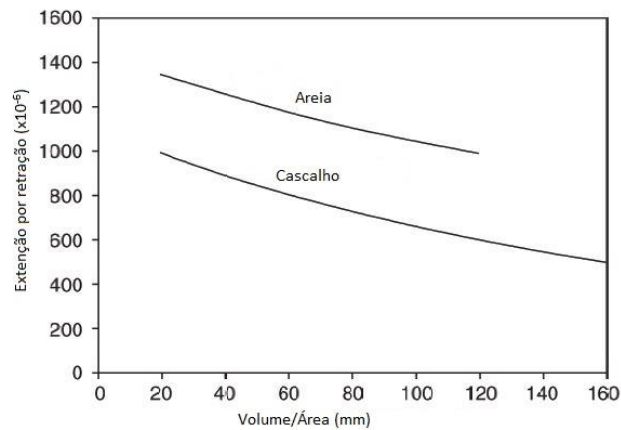


Figura 2.10– Influência das dimensões dos agregados no valor da retração [9]

- Relação entre água e cimento constituinte do betão. A retração aumenta significativamente com a dosagem de água e com o aumento da razão A/C (Figura 2.11).

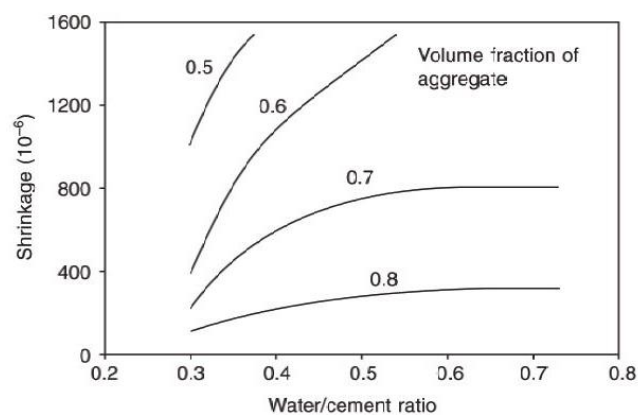


Figura 2.11– Variação do valor da retração com a percentagem de agregado [9]

- Relação entre volume e superfície do elemento. A retração está diretamente relacionada com a relação entre a superfície e o volume do elemento de betão. Quanto maior for a área exposta ao ambiente exterior, maior será a velocidade de retração.
- Ligação entre armaduras [6]. Quando se aumenta os efeitos de confinamento entre armadura e betão, a retração diminui ligeiramente.
- Duração de cura em betões de alta resistência. Maiores durações de cura normalmente resultarão numa menor retração do betão, mas é necessário verificar a dependência da relação entre água e cimento.
- Classe de cimento. Este valor representa a velocidade de endurecimento do betão nos primeiros 28 dias. Cimento de classe N, conduzirá a maiores valores de retração enquanto que cimentos

de Classe R conduzirá a menores visto que a retração se desenvolve mais rapidamente nos primeiros dias.

- Quantidade de ar. Grandes quantidades de ar aumentam a porosidade do betão, com consequência no seu módulo de deformabilidade.
- Quantidade de armadura. O betão armado retrai menos que o betão simples, já que a armadura se opõe ao encurtamento do betão.

Apesar dos esforços que se possam produzir, resultado da retração, não se consegue fabricar um betão em que não ocorra retração. Existem cimentos chamados cimentos sem retração ou cimentos expansivos, sendo que na realidade estes cimentos compensam a retração com uma expansão equivalente, sendo necessário usar-se cimentos especiais.

O encurtamento por retração que ocorre antes da betonagem de um piso é compensado no decorrer do processo construtivo. O cálculo do encurtamento axial por retração do troço (i), que contribui para a deformação do pilar que apoia o nível (N), de acordo com Fintel e Khan [8], é dada pela equação 2.16.

$$\delta_{s,i} = h_i * \varepsilon_{s,i} * (1 - \lambda_t) \quad (2.16.)$$

em que, h_i é a altura do pilar, $\varepsilon_{s,i}$ a extensão de retração total do betão e $(1 - \lambda_t)$ o fator que considera a deformação por retração que ocorre depois de constituído o nível (N).

2.4. DEFORMAÇÃO POR FLUÊNCIA

A fluência e retração são fenómenos correlacionados entre si, que se desenvolvem ao longo do tempo, sendo parâmetros de difícil determinação, sendo a fluência dependente do carregamento aplicado. Este fenómeno ocorre devido à variação de volume da pasta de cimento que envolve os agregados.

A fluência pode ser dividida em duas componentes; a fluência básica, que é caracterizada pelo não movimento da humidade entre o elemento e o meio e é independente da forma e tamanho da secção; a fluência por secagem, que é caracterizada pelo movimento da humidade devido ao processo de secagem e depende do tamanho e forma da secção.

A fluência é normalmente apenas considerada como deformação ao longo do tempo sob carga constante, sendo caracterizada pelo seu coeficiente, $\varphi(t, t_0)$ que varia de acordo com o módulo de elasticidade tangente, sendo o valor de $1.05E_{cm}$ um valor razoável usar (Figura 2.12).

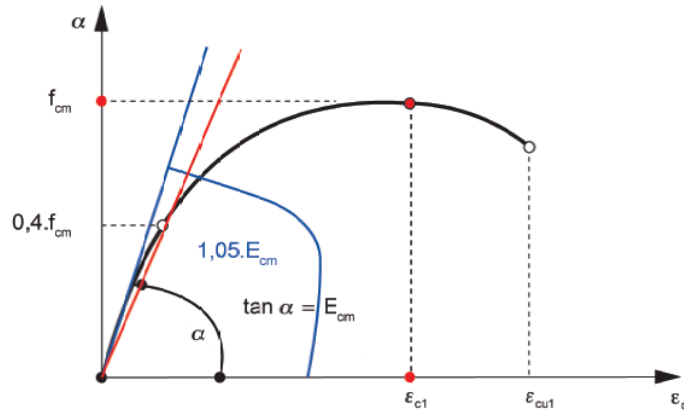


Figura 2.12– Aproximação do coeficiente ao módulo de elasticidade [9]

O coeficiente de fluência, segundo o Eurocódigo2 [12], poderá ser calculado a partir da expressão 2.17.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) \quad (2.17.)$$

em que, φ_0 representa o coeficiente de fluência, que pode ser calculado a partir da equação 2.18.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) \quad (2.18.)$$

Sendo que, φ_{RH} é um fator que tem em conta a humidade relativa no coeficiente de fluência, $\beta(f_{cm})$ é um fator que tem em conta influencia da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional e $\beta(t_0)$ é um fator que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência.

O termo $\beta_c(t, t_0)$ representa o coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, sendo possível de ser estimado através expressão 2.19.

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H+t-t_0} \right)^{0.3} \quad (2.19.)$$

Sendo que β_H um coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento, t corresponde à idade do betão na idade considerada e t_0 corresponde à idade do betão na idade de carregamento.

As expressões apresentadas ainda devem ter em consideração a influencia da temperatura, devendo para isso ser corrigidas a sua idade.

A deformação de um elemento de betão por fluência, para tempo infinito, considerando uma tensão constante, é obtida pela equação 2.20.

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (2.20.)$$

Em que, $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ representa a deformação por fluência do betão para tempo infinito, $\varphi(\infty, t_0)$ corresponde ao coeficiente de fluência para tempo infinito, σ_c representa a tensão no betão e E_c corresponde ao módulo de deformação do betão.

A expressão apresenta é válida para uma tensão de compressão no betão inferior a $0.45 * f_{ck}$. Quando a tensão excede a apresentada deve-se considerar a evolução da fluência de uma forma não linear, sendo o coeficiente de fluência dado pela equação 2.21.

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \exp(1.5 * (k_\sigma - 0.45)) \quad (2.21.)$$

Em que, $\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ é o coeficiente teórico de fluência não linear e k_σ é a razão entre a tensão de compressão e a resistência característica à compressão do betão na data de carregamento.

Das expressões expostas anteriormente pode-se chegar aos seguintes parâmetros de dependência de comportamento da fluência num elemento de betão armado:

- Propriedades do betão, influenciam os parâmetros de tensão média de rotura à compressão do betão, f_{cm} , e do módulo de elasticidade do betão, E_{cm} . Um maior valor destas propriedades irá conduzir a uma menor fluência (Figura 2.12).
- Meio envolvente, como humidade e temperatura. Maiores valores de humidade relativa conduzem a menores deformações por fluência, enquanto que para temperaturas elevadas a deformação por fluência é maior (Figura 2.13).

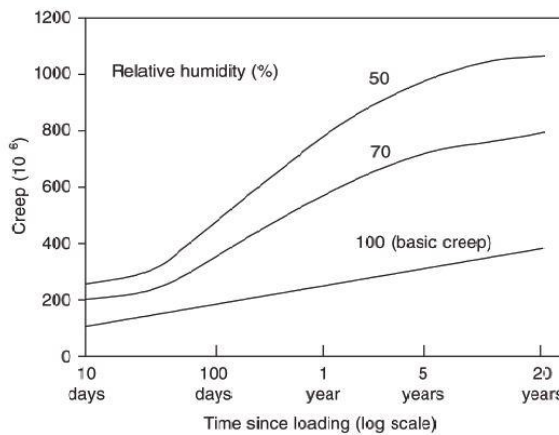


Figura 2.13– Influência da humidade relativa na fluência [9]

- Condições de carregamento e idade betão no carregamento. Quanto mais cedo se der o carregamento do elemento de betão, maior será a deformação experimentada (Figura 2.14).

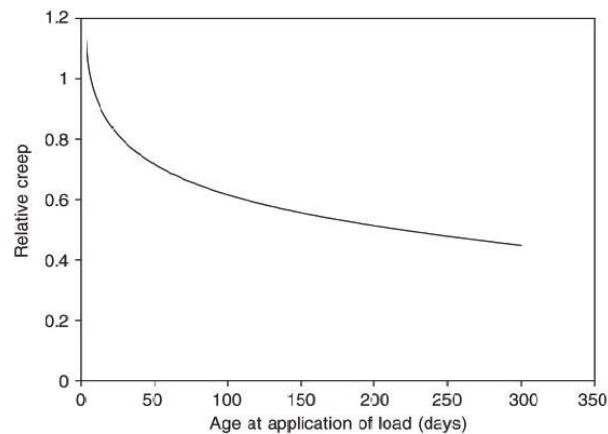


Figura 2.14 – Variação do coeficiente de fluência com a primeira idade de carregamento [9]

- Relação entre tensão e deformação do betão. O módulo de deformação do betão deve ser afetado pelo coeficiente de fluência, para ter em conta os efeitos desta. O módulo de elasticidade efetivo, segundo o Eurocódigo2 pode ser dado pela equação 2.22.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (2.22.)$$

- Relação água-cimento. Quanto maior este valor, menor será a resistência característica do betão o que conduzirá a menores valores do coeficiente de fluência.
- Tipo e volume dos agregados. Um maior volume de agregados conduz a uma menor fluência, visto que estes possuem um papel de restrição a este fenómeno
- Secção elemento. Quanto maior a relação entre o volume e a área do elemento, menor será o coeficiente de fluência (Figura 2.15).

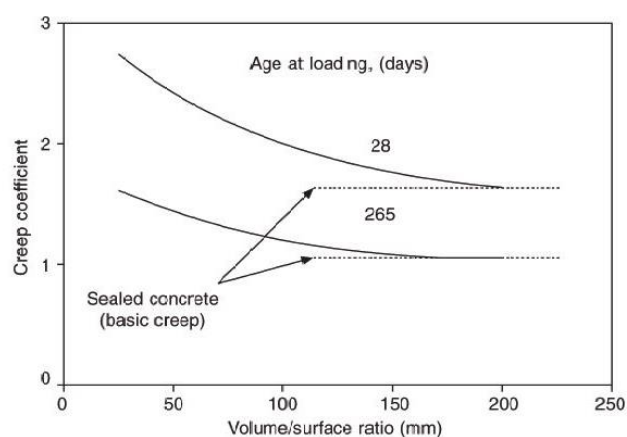


Figura 2.15 – Influência das dimensões do elemento no coeficiente de fluência [9]

- Percentagem armadura, uma maior percentagem de armadura conduz a menor fluência, pois maior será a transferência de tensão do betão para esta ao longo do tempo

- Proporcional à fração de volume da pasta de cimento. Sendo a pasta de cimento a componente do betão que apresenta fluência, a sua percentagem condiciona o coeficiente de fluência do betão.

Alguma fluência, pode ser reversível durante a retirada de carga, mas esse valor é ínfimo, sendo este fenómeno devido à fluência da pasta de cimento hidratada.

A fluência tem como vantagens a possível redução dos esforços nos elementos estruturais do betão e a eliminação das concentrações de tensões, apenas ocorrendo quando se considera o faseamento construtivo.

Num caso real, o encurtamento por fluência de um dado pilar devido à construção de determinado nível divide-se em duas parcelas; na deformação causada nos carregamentos provocados pela construção dos pisos acima do troço (i), que corresponde ao nível do pilar, até ao nível (N) de construção, denominando-se “Cargas Anteriores”; e deformação nos incrementos de carga relativos à construção dos restantes pisos até ao topo do edifício, denominando-se “Cargas Posteriores”.

Segundo Fintel e Khan [8], as cargas anteriores são determinadas pela expressão 2.23 e as cargas posteriores dadas pela equação 2.24.

$$\delta_{c,i(N-)} = h_i \sum_{i=1}^N \varepsilon_{c,i}(28) \sigma_{c,i} \lambda_a (1 - \lambda_t) \quad (2.23.)$$

$$\delta_{c,i(N+)} = h_i \sum_{i=1}^N \varepsilon_{c,i}(28) \sigma_{c,i} \lambda_a \quad (2.24.)$$

Sendo que h_i é a altura do troço de pilar, $\varepsilon_{c,i}(28)$ a extensão última de fluência para uma idade de 28 dias, $\sigma_{c,i}$ a tensão de compressão na secção transversal, λ_a a relação entre o valor do coeficiente de fluência do troço(i) aquando de cada carregamento e o valor aos 28 dias e $(1 - \lambda_t)$ o fator que considera apenas a deformação que ocorre após a betonagem do piso (N).

Também Bazant [16], desenvolveu um método algébrico de cálculo baseado no ajuste da idade do betão, com a consideração da evolução da retração e fluência, expressa na equação 2.25.

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t_0)}{E(t_0)} [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{1}{E(t_0)} \int_{t_0}^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} [1 + \varphi(t, t_0)] d\tau \quad (2.25.)$$

Tendo obtido encurtamentos axiais totais 50% superiores aos encurtamentos elásticos.

São diversos os estudos já realizados no âmbito da retração e fluência e a sua influencia no estudo do encurtamento axial de elementos verticais de edifícios altos, entre eles, Fintel e Khan [17], Gao e Bradford [18], Russel e Larson [19], e Sharma [20].

3

ENCURTAMENTO DIFERENCIAL DE ELEMENTOS VERTICAIS

3.1. ENQUADRAMENTO

O encurtamento diferencial como a própria denominação indica, deriva de um diferencial de deslocamentos verticais entre dois elementos verticais constituintes da estrutura no mesmo nível do edifício, sendo que com o aumento da altura o seu valor aumenta consideravelmente. Os primeiros casos observados remontam aos anos 60, quando a construção de edifícios de altura superior a 30 pisos se tornou comum.

O desenvolvimento de betões de alta resistência associado a edifícios altos construídos fundamentalmente em betão, provocaram a ocorrência de encurtamentos diferenciais cada vez mais importantes [21]. Com o aumento da altura dos edifícios, o controlo de encurtamentos diferenciais de elementos verticais tornou-se cada vez mais difícil.

Esta desigualdade de deformações, ocorre devido a um desequilíbrio entre os estados de tensão instalados nos elementos verticais, e devido a deformações causadas pelo comportamento não linear dos elementos de betão, como são o caso da fluência e retração. Devido a diferenças quer na rigidez axial quer nas áreas de influência das cargas dos elementos verticais, o encurtamento diferencial é inevitável.

Os pilares exteriores de um edifício carregado sofrem cerca de metade da carga dos pilares interiores, contudo na maioria dos casos, quando são projetados existe a tendência de os dimensionar com a mesma secção transversal dos interiores, muitas vezes porque a secção transversal adicional é requerida nos pilares exteriores para resistirem a forças sísmicas. Ou seja, para uma mesma secção, os pilares são solicitados por diferentes valores de carregamento, provocando diferentes estados de tensão na secção que irão conduzir a encurtamento relativos diferentes.

Os encurtamentos diferenciais terão que ter a sua análise cuidadosamente explorada, em especial no caso em que os pilares estejam relativamente próximos e as cargas sobre os elementos verticais sejam muito díspares e no caso em que possuam secções e propriedades diferentes.

Assim sendo existem três parâmetros a ter em conta na avaliação de encurtamentos diferenciais [8].

- Relação entre carga aplicada e a secção do elemento (P/A), de acordo com a Figura 3.1;
- Disparidade de secções entre elementos adjacentes;
- Percentagem de armadura constituinte da secção.

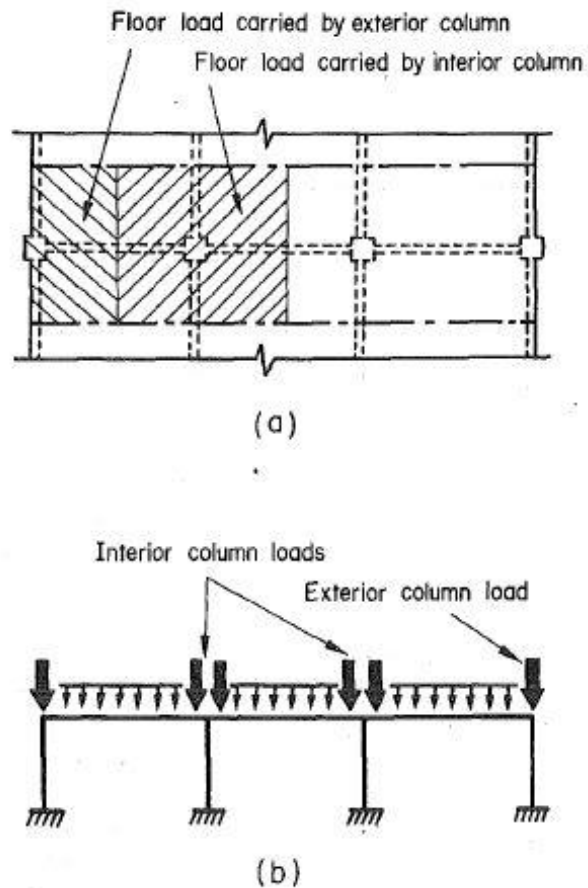


Figura 3.1 – Esquema referente a diferentes zonas de influência de elementos verticais [22]

3.2. EFEITOS ADVERSOS DO ENCURTAMENTO DIFERENCIAL

Diferentes velocidades de encurtamento axial, bem como valores finais díspares, levam à ocorrência de efeitos secundários adversos sobre os elementos estruturais, principalmente os horizontais, e elementos não estruturais em que se inserem os acabamentos e os revestimentos (Figura 3.2).

O encurtamento diferencial terá como consequência a redistribuição de esforços entre os elementos verticais, sendo que os elementos que anteriormente experimentavam menores encurtamentos irão estar sujeitos agora a uma maior carga, “aliviando” os elementos mais carregados. Devido a esta distribuição de esforços pelos elementos verticais, os esforços, com especial realce os momentos e esforços transversos, nos elementos horizontais, como vigas, sofrem alterações, podendo ocorrer um excedente de esforço para o qual foram projetadas, resultando na sua fendilhação e, em casos extremos, rotura.

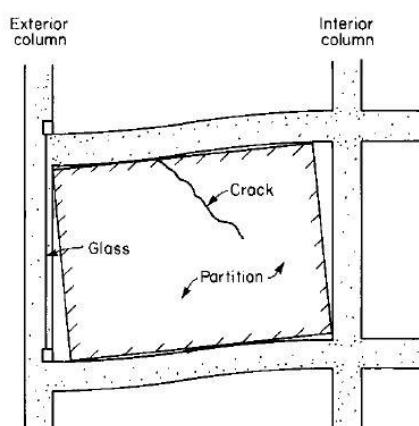


Figura 3.2 – Efeito da inclinação das lajes [6]

Os efeitos adversos associados ao encurtamento diferencial entre elementos verticais de um edifício são:

- Fendilhação de paredes divisórias
- Deformação de lajes e vigas e componentes não estruturais
- Danos em fachadas, principalmente envidraçadas
- Danos em revestimentos e acabamentos
- Canalizações (danificação e possível mudança de inclinação das tubagens)
- Inclinação do piso e acréscimo de momentos e esforços transversos

Com o aumento do número de pisos, o encurtamento diferencial verá o seu valor aumentado, sendo que as consequências enumeradas anteriormente terão um impacto maior. O encurtamento diferencial também aumenta com a complexidade e assimetria da estrutura.

De modo a minimizar os danos associados a encurtamentos diferenciais dos elementos verticais, na análise e estimativa de encurtamentos elásticos e inelásticos, estes devem ser previstos e compensados com o maior dos cuidados, através da consideração dos comportamentos dos materiais e das sequências construtivas. Outro processo que poderá ser tido em consideração para reduzir o valor de encurtamento diferencial é a opção pela colocação de armadura adicional, pela melhoria de materiais usados em obra ou por outras conceções estruturais como sistemas “outriggers”.

Através de uma correta previsão dos deslocamentos verticais em fase de projeto, é possível compensar esse encurtamento durante a construção do edifício.

3.3. ESTUDOS MAIS RELEVANTES ATÉ À DATA

Vários estudos foram efetuados nos últimos anos para a previsão e compensação do encurtamento diferencial em edifícios, entre eles Ghosh [4], Mari [23] e Horas et al [24]. O método mais usado foi proposto por Fintel e Ghosh [6], que prevê o encurtamento total antes e após a instalação da laje. O seu cálculo tem em consideração a fluência e retração bem como a sequencia construtiva, sendo que neste método existe a noção do coeficiente de fluência.

O primeiro artigo publicado remonta a 1969, por Fintel e Khan [17], onde se tentou interpretar a sequencia construtiva e as suas consequências para a estrutura.

Pfeiter [25] determinou o encurtamento axial de elementos carregados de um edifício de 70 andares e definiu intervalos de construção para mitigar efeitos adversos do encurtamento axial.

Elneimeiri e Jogerar [26], desenvolveram procedimentos para prever deformações ao longo do tempo em pilares de betão armado, núcleos e pilares compostos, tendo em consideração a sequência construtiva, histórico de carregamento e propriedades do betão.

Maru [27], desenvolveu um procedimento mais preciso para vigas de pequena e grande rigidez, associando as redistribuições de esforços aos procedimentos anteriores de análise.

Sharma [28] desenvolveu métodos de estimação de encurtamentos de elementos verticais para estruturas mistas.

Vafaia [29], desenvolveu um programa, que consistia no uso combinado do coeficiente de fluência usando séries de Dirichlet e método de integração direta e comparou com os métodos de análise mais usados obtendo uma boa aproximação.

Serror e Essam [30], falaram da influência do nível de pisos de um edifício e tipo de sistema estrutural no encurtamento axial diferencial de elementos verticais usando uma análise tendo em atenção a sequência construtiva, concluindo que o deslocamento diferencial aumenta com o aumento do número de pisos. Deste estudo resultou também que a utilização de uma análise linear conduz a uma sobrestimação de deformações.

Poojara e Patel [31], investigaram a influência da dimensão de pilares e da construção de pisos por aglomerados, tendo-se observado que com o aumento do número de pisos o encurtamento diferencial aumenta.

A maior parte dos métodos desenvolvidos são baseados em matemática complexa e testes laboratoriais onde as propriedades dos materiais ao longo do tempo são previstas usando critérios preestabelecidos. Os projetistas normalmente têm dificuldade em determinar o comportamento reológico do betão, visto que os testes de laboratório não simulam o comportamento exato do betão na fase de construção. Para isso devem usar-se métodos de análise numérica baseados no estabelecimento de critérios e no estudo da influência de parâmetros que permitam conhecer a previsão do comportamento mecânico dos materiais em questão. Segundo Shinde et al. [32], a evolução das características ao longo do tempo podem provocar redistribuições de esforços que não podem ser precisamente simuladas pelos métodos convencionais.

A desvantagem da análise com faseamento construtivo é que requer grande esforço computacional. Por esta razão, muitas vezes a utilização de uma análise por intervalo de pisos permite reduzir o tempo de cálculo, obtendo-se resultados bastante próximos dos obtidos por uma análise sequencial completa [5]. Neste tipo de análise, obtêm-se encurtamentos maiores do que na análise “pisso a piso” porque as cargas são aplicadas de uma só vez em cada intervalo enquanto que na análise “pisso a piso” o carregamento é faseado.

3.4. MINIMIZAÇÃO DOS ENCURTAMENTOS DIFERENCIAIS

O método mais comumente usado para a minimização dos efeitos geométricos resultantes dos encurtamentos diferenciais de elementos verticais é a introdução de contraflechas de construção (Figura 3.3) de modo a que no final da construção, ou num prazo definido de anos, as lajes constituintes dos vários pisos se encontrem numa posição tendencialmente horizontal.

Segundo Park [33], a compensação de encurtamentos diferenciais de elementos verticais piso a piso é irrealista, devendo-se efetuar a compensação em intervalos de pisos. Contudo esta medida não elimina o diferencial de deformações, sendo apenas minimizado no intervalo e devidamente compensado no limite da transição entre intervalos.

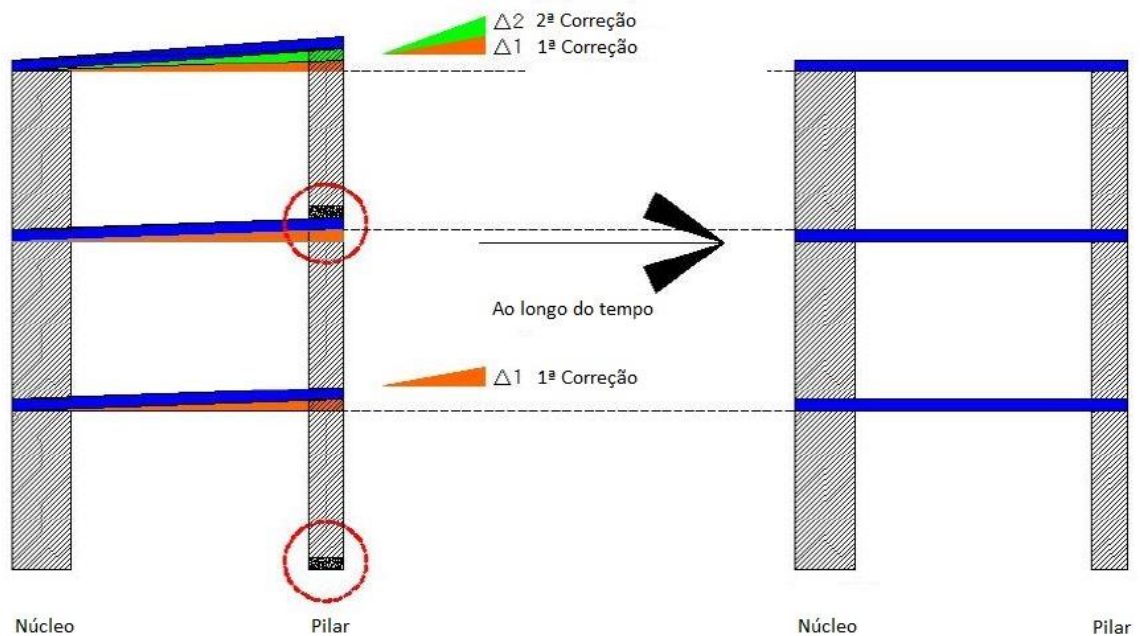


Figura 3.3 – Compensação durante a fase de construção [34]

A minimização de encurtamentos diferenciais pode ser resolvida com a adoção de “outrigger” ou aumento de armaduras, sendo que quanto mais cedo forem instaladas as “outriggers” menores encurtamentos diferenciais ocorrerão [7]. O sistema “outrigger” (Figura 3.4) consiste na ligação de um elemento de núcleo ligado às colunas externas por vigas de grande rigidez em um ou vários níveis, sendo resistente à rotação, encurtamento axial e distorção (“drift”) entre andares. Ao optar pela utilização de “outriggers”, a sua localização otimizada é obrigatória na realização de um projeto ideal e económico. Os sistemas estruturais com o uso de “outriggers” têm vindo a ser frequentemente usados, sendo necessário o seu estudo mais aprofundado segundo Choi et al. [35].

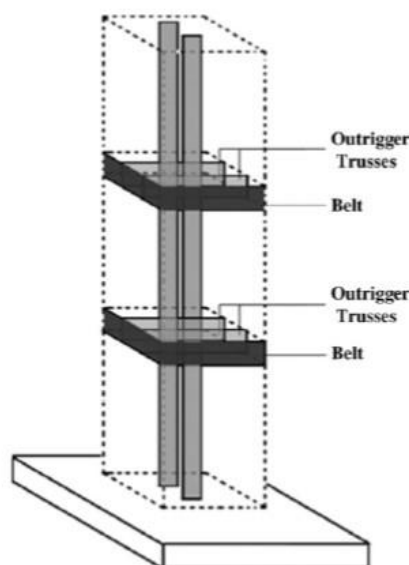


Figura 3.4 – Representação de um sistema “Outrigger” [36]

Outra possibilidade, mas que deve ser considerada com muitas reservas, é a adoção de maiores secções nos pilares, de modo a equilibrar tensões nos elementos verticais. De qualquer forma, esta não é, usualmente, uma solução viável do ponto de vista económico.

Existem também procedimentos construtivos que permitem minimizar o encurtamento diferencial. A construção de elementos não estruturais do topo para a base, permite reduzir esses assentamentos, bem como retardar a sua construção, de modo a que os efeitos adversos da fluência e retração sejam reduzidos com o decorrer do tempo.

Por outro lado convém salientar que o desenvolvimento de um método preciso de análise e acompanhamento em obra dos encurtamentos de elementos verticais em edifícios altos obriga à colocação em obra de sensores capazes de medir as tensões e/ou as deformações instaladas nos elementos de betão armado. Com os dados recolhidos nestes sistemas de monitorização vai-se constituindo uma base de dados que permite desenvolver e aperfeiçoar os modelos de previsão do real comportamento dos materiais. Contudo a instalação de mecanismos de medição no betão durante a construção bem como a sua proteção durante esse período são processos exigentes do ponto de vista da economia, do controlo de qualidade e da gestão da obra sendo por isso um processo ainda pouco comum.

4

MODELAÇÃO

4.1. PROGRAMA

Para o desenvolvimento deste trabalho recorreu-se a um modelo numérico de análise estrutural denominado de “Evolution”, que foi desenvolvido pelo professor e também orientador desta presente tese, Miguel Ferraz, e vem sido utilizado por vários alunos ao longo dos anos na realização de outros temas de tese.

Capaz de simular a sequencia construtiva de edifícios de elevada complexidade, o programa é intuitivo e de fácil utilização, utilizando na análise de estruturas vários modelos capazes de prever o comportamento da estrutura em questão, como é o caso de comportamentos não lineares do betão e armaduras.

O programa utilizado permite uma análise estrutural de estruturas complexas, a partir do qual se podem obter as reações de apoio, os deslocamentos de nós as tensões nas fibras consideradas ao longo das barras do modelo, entre outros resultados. Como já descrito anteriormente, possui a capacidade de consideração de modelos de cálculo não lineares, importantes para a análise presente nesta tese, como é o caso de fenómenos reológicos como a fluência e retração do betão. Ainda possui uma interface gráfica capaz de representar o modelo em 3 dimensões, representar a sua deformada e desenhar gráficos de tensão nas secções selecionadas. Na Figura 4.1 apresenta-se a representação de um pórtico modelo e a representação da deformada associada ao mesmo pórtico quando carregado.

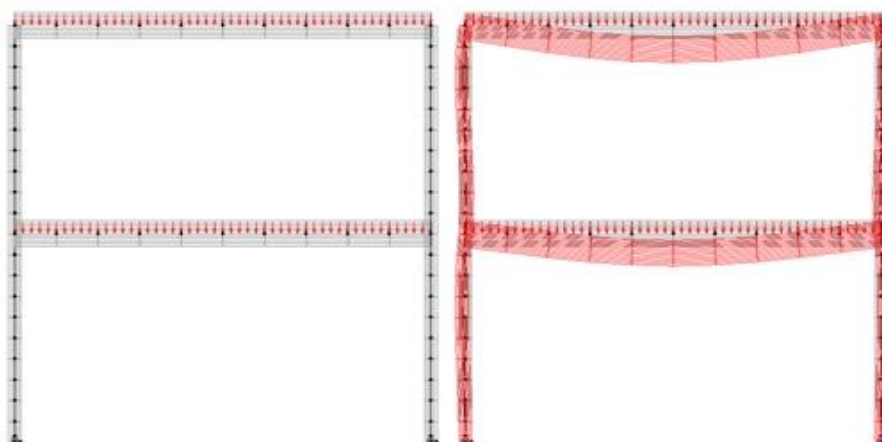


Figura 4.1 – Representação de um pórtico modelo e a sua deformada para determinado carregamento

O nível de tratamento e precisão de análise pode ser controlado pela inserção de fibras nas secções (Figura 4.2) a adotar no modelo e pelo número de incrementos adotados entre as fases a analisar, bem como a quantidade de fatores que possam influenciar a resposta da estrutura. Contudo quanto maior for a divisão das secções em fibras e/ número de incrementos utilizados irá conduzir a um maior volume de cálculo e a um maior tempo despendido na análise pelo computador. Devido a este fator, dever-se-á ponderar cuidadosamente o nível de detalhe que a análise requer.

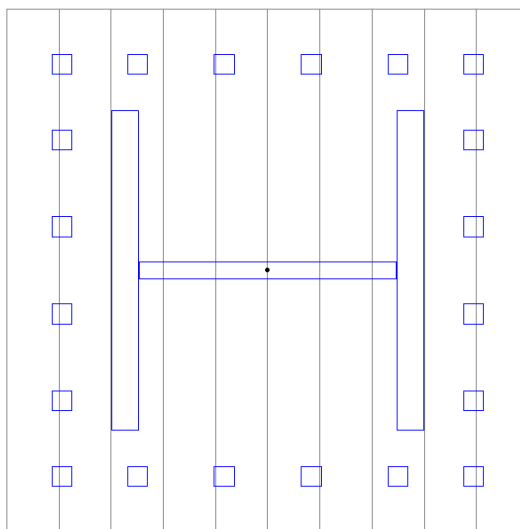


Figura 4.2 – Representação de fibras de uma secção esquemática

A substituição ou sobreposição de materiais constituintes pelas fibras permite a modelação de armaduras com as características pretendidas.

O fato do programa de cálculo possuir uma análise incremental, podendo atribuir a cada elemento o instante de construção e o instante em que entra em funcionamento, bem como características específicas desse elemento, permite a obtenção dos esforços vividos na estrutura ao longo das fases de construção bem como ao longo de todo o ciclo de vida da estrutura.

4.2. ASPETOS GERAIS DE MODELAÇÃO

Existem vários parâmetros a ter em conta quando se realiza uma análise com estas características. De modo a proceder à simulação das mesmas, existem vários artifícios capazes de corresponder a essas pretensões, de seguida listar-se-ão diversos parâmetros a ter em atenção.

4.2.1. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Partindo da estrutura real e completa que se pretende analisar, criam-se incrementos associados a uma determinada idade de tempo, que podem corresponder à idade de construção ou idade dos elementos utilizados na estrutura. De seguida para simular o faseamento de construção atribui-se a cada elemento da estrutura o incremento correspondente para determinada idade, “ligando” esse elemento nesse

incremento (Figura 4.3). Esta definição permite simular o faseamento bem como a criação de elementos provisórios da estrutura.

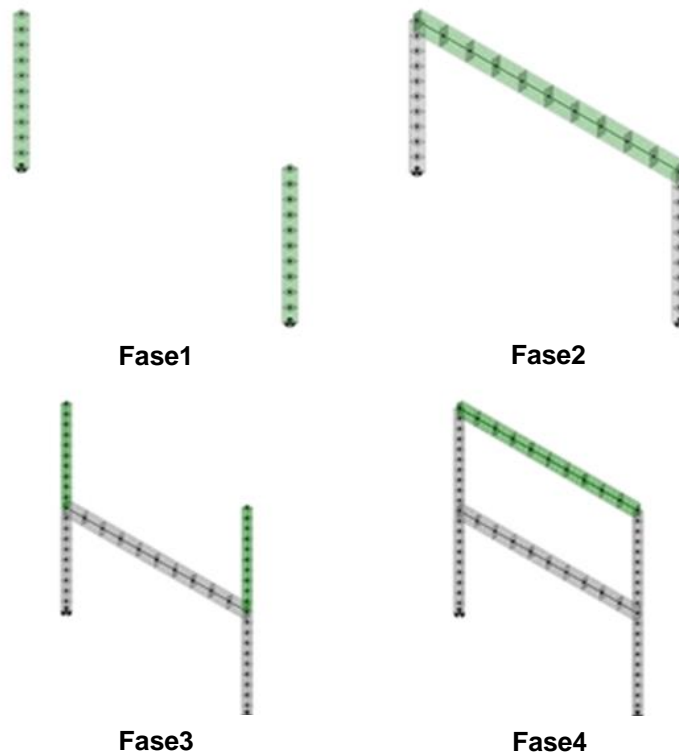


Figura 4.3 – Representação evolutiva da construção de um pórtico de 2 pisos

4.2.2. ESCALA DE TEMPO

A escala do tempo deve refletir o correto comportamento do betão, especialmente sobre o comportamento das deformações inelásticas, entre eles a fluência e retração do betão, em que a sua variação no tempo não é linear. De modo a simular este comportamento utiliza-se uma escala logarítmica (Figura 4.4), de acordo com o proposto por Bazant [16], com n intervalos, a partir da aplicação de cargas sobre os elementos da estrutura, sendo que quanto mais intervalos possuir, melhor será a interpretação do fenómeno ocorrente sobre estrutura. Como os fenómenos de fluência e retração são mais representativos nos primeiros dias após a aplicação de cargas deve-se adotar um logarítmico de base mais baixa, de modo que existam mais incrementos de análise nos primeiros instantes de aplicação da carga.

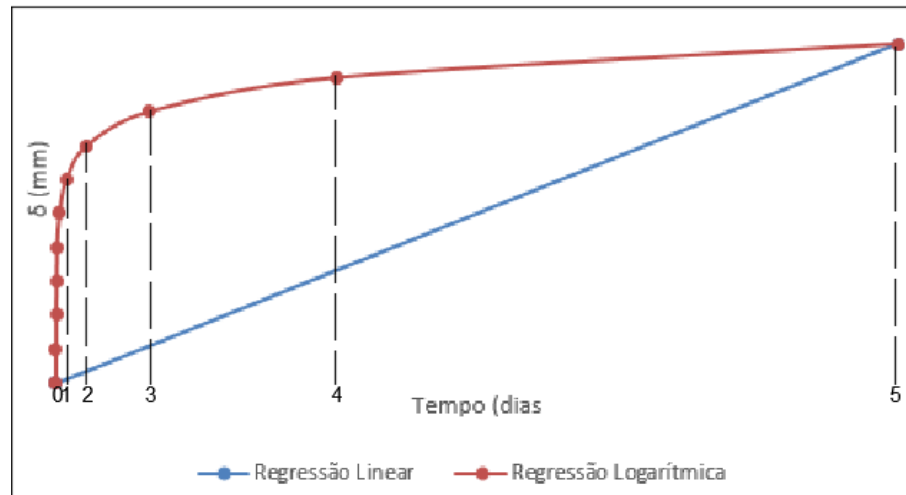


Figura 4.4 – Representação da resposta a diferentes escalas temporais

4.2.3. DESCOFRAGEM

O tempo de descofragem prende-se com a ativação do peso próprio da estrutura. Isto pode ser simulado com a alteração da idade do betão. Como se pode verificar na Figura 4.5 quando se retira a cofragem ocorre um acréscimo de deformação devido à ação do peso próprio até agora suportada pela cofragem. Também se pode verificar que desde a betonagem ocorre um deslocamento progressivo do betão mesmo com cofragem, devido ao efeito da retração do betão. Para simular este efeito deve-se ligar o elemento em causa, atribuindo uma idade ao betão pequena, mas diferente de 0 (por exemplo 0.001). de seguida liga-se as cargas referentes ao peso próprio, para simular o efeito de descofragem, na idade estipulada.

Um artifício possível de efetuar seria a consideração de elementos pré-fabricados, para isso deve-se utilizar uma idade do betão correspondente à idade do elemento. Na Figura 4.5 apresenta-se a idealização da deformada real com a consideração dos efeitos diferidos do betão.

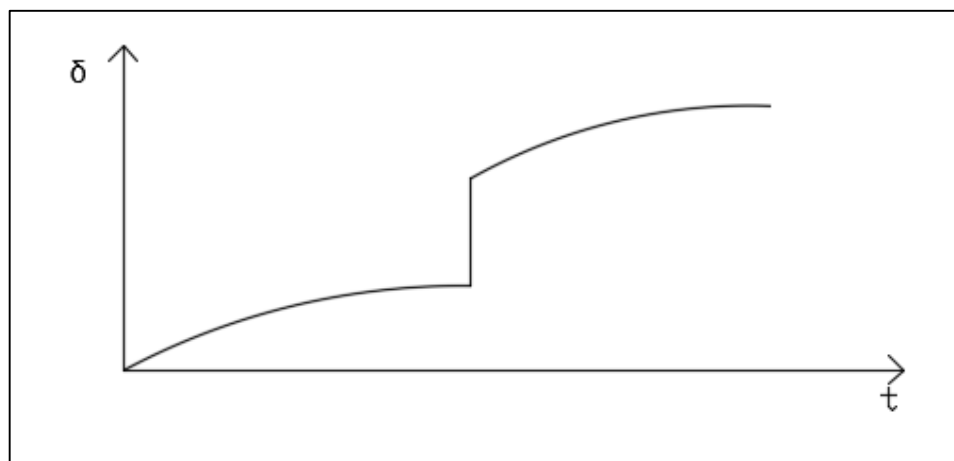


Figura 4.5– Evolução da deformação com o tempo com a consideração de efeitos diferidos

Os restantes parâmetros a ter em atenção como os efeitos diferidos do betão ou a maturação são de introdução direta e por estas razões, não serão aqui exploradas.

4.2.4. SIMETRIA

Devido ao grande número de modelos a analisar e ao grande esforço de cálculo despendido na sua análise, levando os modelos a despendem um período de tempo prolongado, recorreu-se à simetria das estruturas para facilitar a obtenção de resultados.

De modo a obter a correta resposta da estrutura, foi necessário a introdução de apoios auxiliares de roletes, impedindo os deslocamentos horizontais e as rotações fora do plano, no elemento central do pórtico, nos diversos níveis de piso. Aliando a este recurso, foi necessário a redução da inércia do elemento e da sua área, de modo a que a nova estrutura fosse capacitada das mesmas propriedades da estrutura anterior idealizada.

5

ANÁLISE PARAMÉTRICA

5.1. ASPETOS GERAIS

A relevância da realização de uma análise paramétrica prende-se na análise e comparação de dados resultantes da modificação de variáveis de projeto e análise, quer sejam respeitantes a considerações de materiais ou dimensionamento de elementos presentes na estrutura, bem como métodos construtivos e modos de análise de um determinado projeto em estudo. Assim de modo a estudar aspetos que podem provocar alterações importantes na envolvente de esforços e encurtamentos resultantes, procedeu-se à realização de uma análise paramétrica com variações que se considerou mais interessantes do ponto de vista construtivo.

Entenda-se encurtamento axial como o deslocamento vertical que ocorre num determinado nó após a sua ativação no modelo de análise, ou seja, o deslocamento que ocorre “após a execução em obra” do elemento em causa.

5.1.1. VARIÁVEIS

A análise paramétrica que se pretende realizar tem como variáveis a estudar as que se encontram na seguinte lista.

- Variação da altura do edifício
- Consideração do faseamento construtivo
- Consideração efeitos diferidos betão
- Variação da percentagem de armadura incorporada nos pilares
- Consideração de pilares mistos
- Consideração de pilares metálicos
- Variação da humidade relativa do ambiente
- Consideração da tensão média nos elementos verticais constante
- Variação do tempo de execução por piso
- Variação da inércia de vigas
- Variação do vão entre elementos verticais

5.1.2. MODELO

Na presente análise, considera-se como caso de estudo um pórtico plano constituído por 2 pilares exteriores e uma parede/núcleo central, sendo a altura do pórtico variável entre 10 e 60 pisos. O pórtico típico é representado na Figura 5.1 e Figura 5.2, sendo a altura dos elementos verticais de 3.5 metros e

o vão entre elementos verticais de 8 metros. A largura de influência do pórtico é de 6 metros. De modo a obter a correta resposta pela estrutura, foi necessário garantir que a ligação das vigas com a parede/núcleo era efetuada no eixo deste último, sendo para isso feita uma correção nas dimensões do pórtico a analisar.

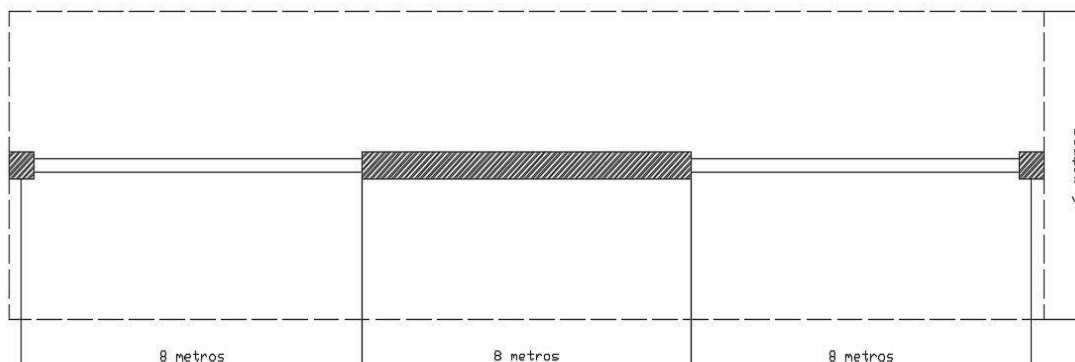


Figura 5.1 – Representação do pórtico modelo

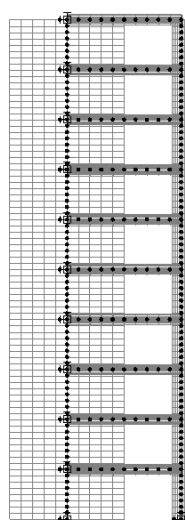


Figura 5.2 – Representação do pórtico com 10 pisos

Os materiais considerados na análise da estrutura foram, C25/30 para a resistência de betão e S500 para a resistência do aço.

As cargas características consideradas para a aplicação no pórtico linear encontram-se representadas no Quadro 5.1. Destas cargas pode-se referir que as referentes às paredes exteriores são aplicadas sobre os nós de ligação entre a viga e os pilares exteriores, como cargas concentradas no pórtico plano, e as restantes cargas são aplicadas como cargas distribuídas ao longo das vigas. Foi apenas considerada a parcela quase permanente da sobrecarga que corresponde a 30% do valor total da mesma, normalmente usado em edifícios de habitação. De salientar ainda que o piso superior não se encontra solicitado pelas cargas correspondentes às paredes divisórias e revestimentos.

Quadro 5.1 – Cargas características consideradas na análise do pórtico

Cargas Permanentes	Peso Próprio Laje	30 kN/m
	Peso Próprio elementos	25 kN/m ³
	Paredes exteriores	45 kN/m
	Paredes divisórias e revestimentos	24 kN/m
Cargas não permanentes	Sobrecarga	12 kN/m

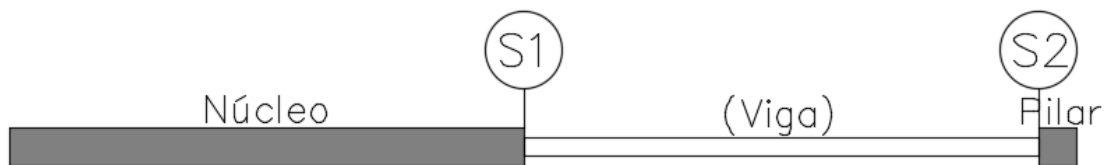


Figura 5.3 – Apresentação das secções a estudar no que respeita a esforços nas vigas

Na presente análise paramétrica, os resultados a estudar são os encurtamentos vivenciados pelo núcleo, pilar e o seu diferencial. Quanto aos esforços, pretende estudar o momento fletor e esforço transversal, nas secções limite da viga, identificadas na Figura 5.3.

5.2. DIMENSIONAMENTO DE SECÇÕES

5.2.1. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS HORIZONTAIS

Neste dimensionamento, não foi considerado o efeito de uma eventual fissuração, sendo o comportamento do material admitido como elástico-linear. Para o cálculo das dimensões dos elementos respeitantes às vigas, recorreu-se a uma consideração baseada nas condições de ligação/encontro entre os elementos verticais e horizontais. Sabe-se que as condições presentes na ligação entre a viga e os pilares exteriores encontram-se entre a encastrada e a simplesmente apoiada, assim sendo sabendo que o valor do momento máximo varia entre $p * l^2/12$ e $p * l^2/8$ respetivamente. Devido a esta incerteza assumiu-se que o valor do momento máximo se situaria entre estes valores, considerou-se que o valor se encontra representado pela equação 5.1.

$$M_{ed} = \frac{ped * l^2}{10} \quad (5.1.)$$

Sendo o valor do momento de cálculo atuante dado pelos seguintes passos.

$$N_{ed} = 1.35 * G_k + 1.5 * Q_k \quad (5.2.)$$

$$ped = 1.35 * (30 + 24) + 1.5 * 12 = 90.9 \text{ kN/m} \quad (5.3.)$$

$$M_{ed} = \frac{90.9 \cdot 8^2}{10} = 581.76 \text{ kN.m} \quad (5.4.)$$

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.25 \quad (5.5.)$$

$$b = 0.4 \cdot d \quad (5.6.)$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{M_{ed}}{0.1 \cdot f_{cd}}} = 0.704 \text{ m} \quad (5.7.)$$

Através do processo de cálculo anteriormente apresentado, admitiu-se que as vigas possuem uma secção representada por uma altura de 70cm e uma base de 30cm, sendo a altura útil de 67cm.

5.2.2. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS VERTICAIS

5.2.2.1. Núcleo/Parede de betão armado

As dimensões do núcleo foram pré-estabelecidas, sendo o seu desenvolvimento de 8 metros e a sua espessura variável em intervalos de 10 pisos. De notar que normalmente o dimensionamento deste tipo de elementos requiere a consideração da resistência tanto a forças gravíticas como a forças horizontais, é o caso do sismo e do vento. Apresenta-se no Quadro 5.2 as dimensões consideradas para o núcleo/parede de betão armado.

Quadro 5.2 – Dimensões associadas ao núcleo/parede de betão armado

Pisos	Comprimento (m)	Espessura (m)
1-10	8	0.675
10-20		0.6
20-30		0.625
30-40		0.45
40-50		0.375
50-60		0.3

5.2.2.2. Pilares

A secção dos pilares foi calculada para a combinação de estado limite último, sendo que por simplificação se considerou que apenas estava sujeito a cargas axiais, e ainda que a secção pode ser corretamente representada por uma forma quadrada.

De acordo com a equação 5.2, ou seja, para a combinação em estado limite último, e tendo em consideração a carga aplicada por metro de viga, de acordo com a equação 5.3, obtêm-se o valor de cálculo do esforço axial instalado no pilar.

$$N_{ed} = 90.9 * \frac{8}{2} + 1.35 * 45 = 424.35 \text{ kN} \quad (5.8.)$$

$$N_{ed, \text{ pilar}} = 424.35 * 1.1 = 465.79 \text{ kN/piso} \quad (5.9.)$$

Assim, obteve-se um esforço axial em cada pilar, por piso, no valor de 465.79 kN. No cálculo do esforço axial de pilares, considerou-se que o peso próprio representava 10% da carga axial atuante. As secções a utilizar encontram-se no Quadro 5.3.

O pré-dimensionamento do pilar foi conseguido através da consideração de uma taxa de armadura correspondente a 1% da área do betão, e a secção através da equação 5.10.

$$A_c = \frac{N_{ed}}{f_{cd} + 0.01 * f_{yd}} \quad (5.10.)$$

Quadro 5.3 – Dimensões das secções transversais dos pilares de betão armado para combinação Estado Limite Último

Piso	Secção		Projeto	
	Área (m ²)	B*B (m)	B*B (m)	Área (m ²)
50-60	0.225866	0.475254	0.48	0.2304
40-50	0.451732	0.67211	0.68	0.4624
30-40	0.677598	0.823164	0.83	0.6889
20-30	0.903465	0.950508	0.96	0.9216
10-20	1.129331	1.0627	1.07	1.1449
1-10	1.355197	1.164129	1.17	1.3689

Após o cálculo da secção é necessário verificar, segundo o Eurocódigo2 [12], a tensão do betão na combinação característica, equação 5.11., e na combinação quase-permanente, equação 5.12.

$$\sigma_c < 0.6 * f_{ck} \quad (5.11.)$$

$$\sigma_c < 0.45 * f_{ck} \quad (5.12.)$$

Assim, obteve-se as seguintes novas secções de betão para pilares, representadas no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Dimensões associadas aos pilares de betão armado

Piso	Secção (m*m)
50-60	0.52*0.52
40-50	0.74*0.74
30-40	0.9*0.9
20-30	1.04*1.04
10-20	1.17*1.17
1-10	1.28*1.28

5.2.2.3. Armadura

Para o caso geral considerou-se uma percentagem de armadura correspondente a 1% da área do elemento em questão.

As armaduras consideradas encontram-se no Quadro 5.5. O número de varões foi calculado para um diâmetro do varão de 25mm. O número de varões pode não corresponder inteiramente a 1% da área devido a consideração de varões extra para permitir a disposição simétrica dos mesmos. A disposição dos mesmos é representada na Figura 5.4.

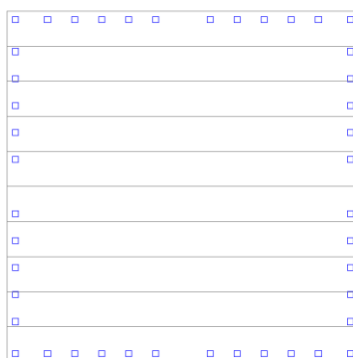


Figura 5.4 – Representação de armaduras na secção do pilar

Quadro 5.5 – Número de varões nos elementos da estrutura

	Piso	Área elemento (m ²)	Nº varões
Núcleo	50-60	2.4	54
	40-50	3	66
	30-40	3.6	72
	20-30	4.2	82
	10-20	4.8	98
	1-10	5.4	110
Pilar	50-60	0.2704	6
	40-50	0.5476	12
	30-40	0.81	18
	20-30	1.0816	24
	10-20	1.3689	30
	1-10	1.6384	36
Viga	-	0.21	10

5.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA

5.3.1. CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DA ALTURA DO EDIFÍCIO

A análise dos efeitos da variação da altura foi efetuada com a consideração de que a estrutura se encontrava idealmente cimbrada. Na análise de encurtamentos axiais e diferenciais em edifícios altos é de esperar que ocorra uma variação dos resultados com a variação da altura. Prevê-se que num edifício de maiores dimensões o encurtamento vivenciado em determinado nível seja superior a outro com menor altura, devido à existência de um maior nível de carga sobre os elementos estruturais. Por este fator, considera-se a variação da altura do edifício representa uma variável importante na avaliação do comportamento de estruturas no que concerne aos encurtamentos diferenciais de elementos verticais e esforços resultantes sobre os elementos horizontais.

Como se pode apurar na Figura 5.5, Figura 5.6, Figura 5.7, com aumento da altura de um edifício, o encurtamento axial e diferencial dos elementos verticais tornam-se mais pronunciados como era de prever. No caso dos encurtamentos axiais, em cada nível de piso os encurtamentos aumentam com o aumento da altura do edifício. No que toca aos encurtamentos diferenciais, nos pisos inferiores o encurtamento diferencial é menor para uma maior altura do edifício, no entanto com o desenvolver da altura este encurtamento ascende os valores dos casos de número de pisos inferiores. Estes resultados podem ser explicados pelos maiores níveis de carga a que estão sujeitos os elementos verticais.

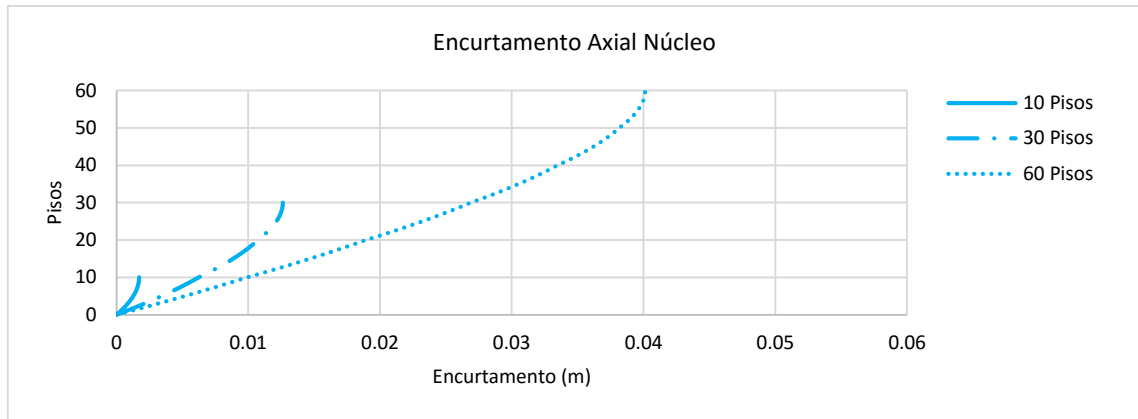


Figura 5.5 – Influência da variação da altura do edifício no encurtamento axial do núcleo

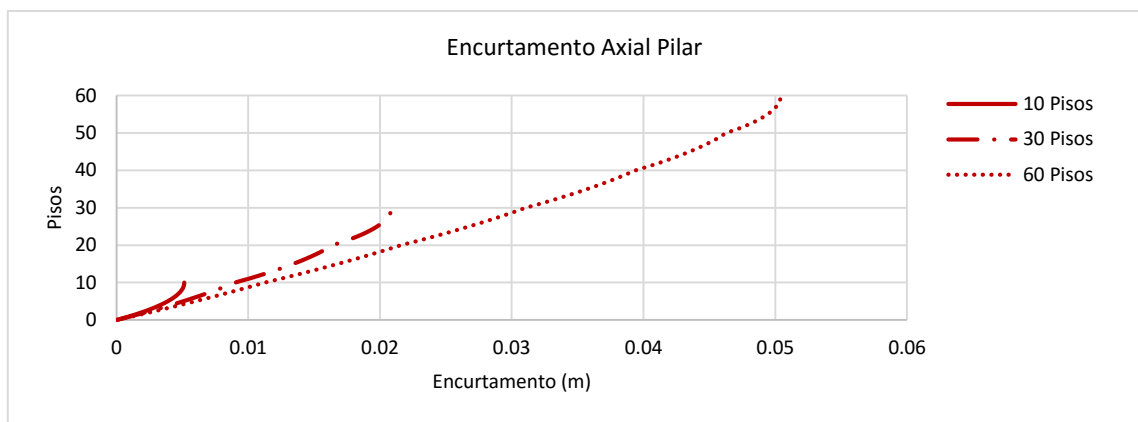


Figura 5.6 – Influência da variação da altura do edifício no encurtamento axial do pilar

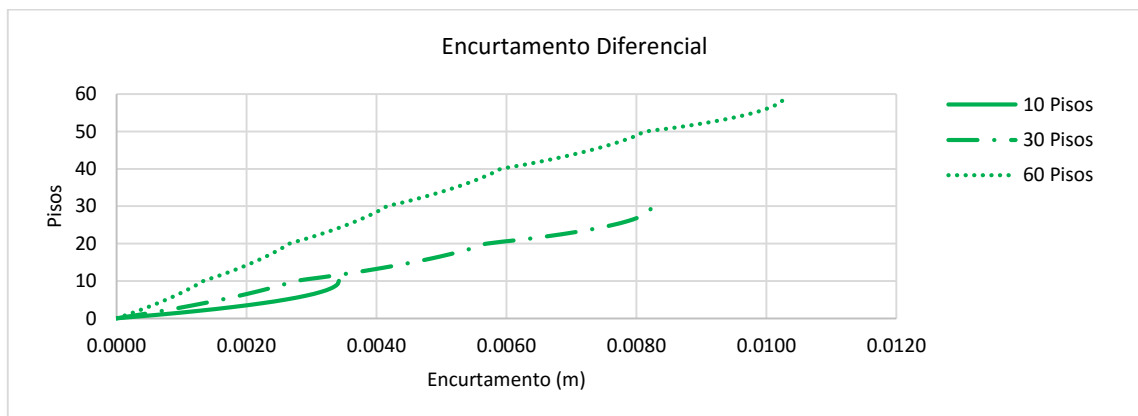


Figura 5.7 – Influência da variação da altura do edifício no encurtamento diferencial dos elementos verticais

No Quadro 5.6 encontra-se uma comparação de resultados obtidos, podendo-se verificar que o encurtamento diferencial, para o caso de 60 pisos é cerca de 3 vezes superior ao caso de 10 pisos, aumentando a possível ocorrência de danos em condições de serviço. Na Figura 5.8, apresenta-se uma tendência dos encurtamentos diferenciais com a variação de altura do edifício.

Quadro 5.6 – Influência da variação da altura do edifício no valor máximo do encurtamento axial dos elementos verticais

Pisos	Encurtamento (m)		
	Núcleo	Pilar	Diferencial
10	0.00173	0.00516	0.00342
30	0.01264	0.02087	0.00823
60	0.04012	0.05041	0.01029

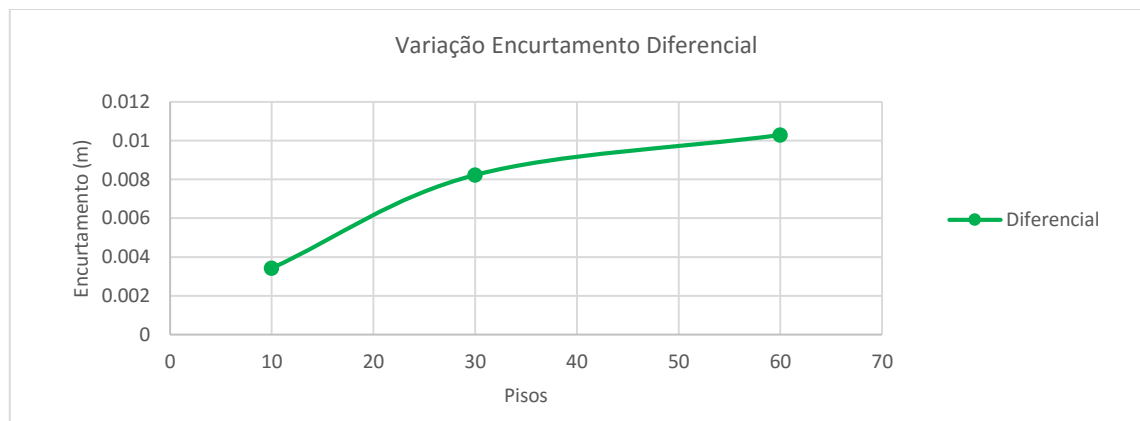


Figura 5.8 – Influência da variação da altura do edifício no valor do encurtamento diferencial dos elementos verticais

Através da observação das figuras, Figura 5.9 e Figura 5.10 para os momentos fletores e Figura 5.11 e Figura 5.12 para os esforços transversos, pode-se concluir que um aumento do número de pisos irá implicar um incremento em todos os níveis, do valor de momentos e esforço transversal na secção S2, e uma diminuição destes na secção S1. Estes resultados podem ser explicados com o grau de encastramento sobre a viga por parte do pilar. Com o aumento da altura, as secções dos pisos inferiores vêm as suas dimensões aumentar, constituindo assim um maior grau de encastramento, aumentando o momento sobre os pilares e reduzindo sobre o núcleo.

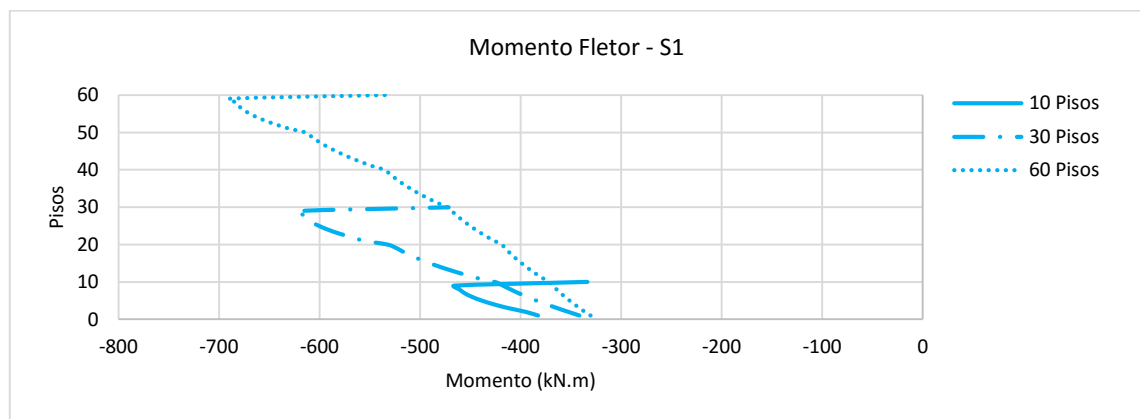


Figura 5.9 – Influência da variação da altura do edifício no valor do momento fletor na secção S1

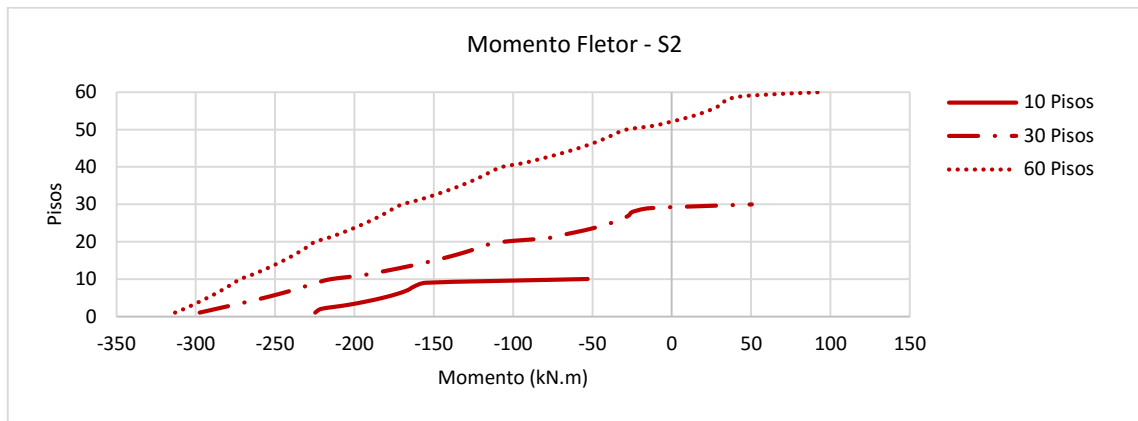


Figura 5.10 - Influência da variação da altura do edifício no valor do momento fletor na seção S2

Através da análise dos resultados de esforço transversal, pode-se concluir ainda que, o núcleo desempenha maior contribuição na recepção das forças verticais do que os pilares, sendo que essa contribuição aumenta com o nível de piso do edifício. Esta variação, como no caso dos momentos é explicada pelo grau de encastramento sobre a viga nos referidos elementos verticais.

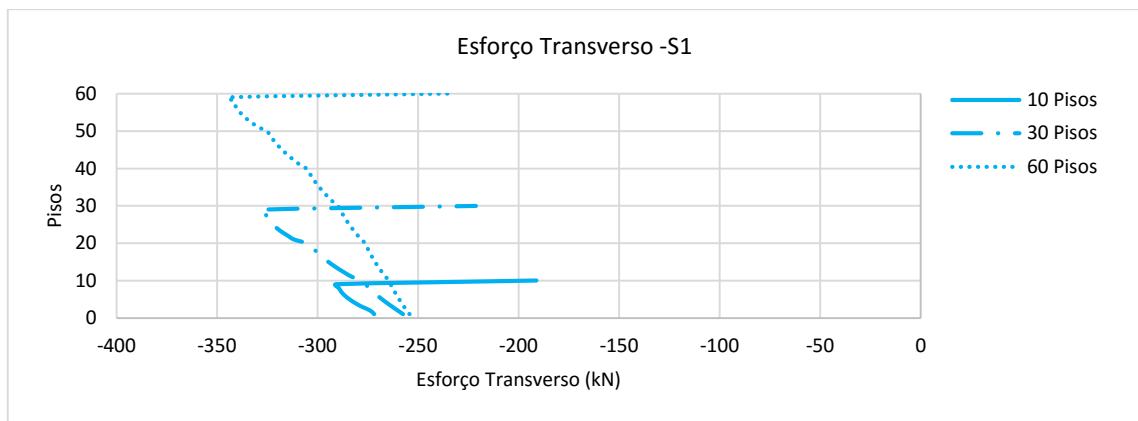


Figura 5.11 - Influência da variação da altura do edifício no valor do esforço transversal na seção S1

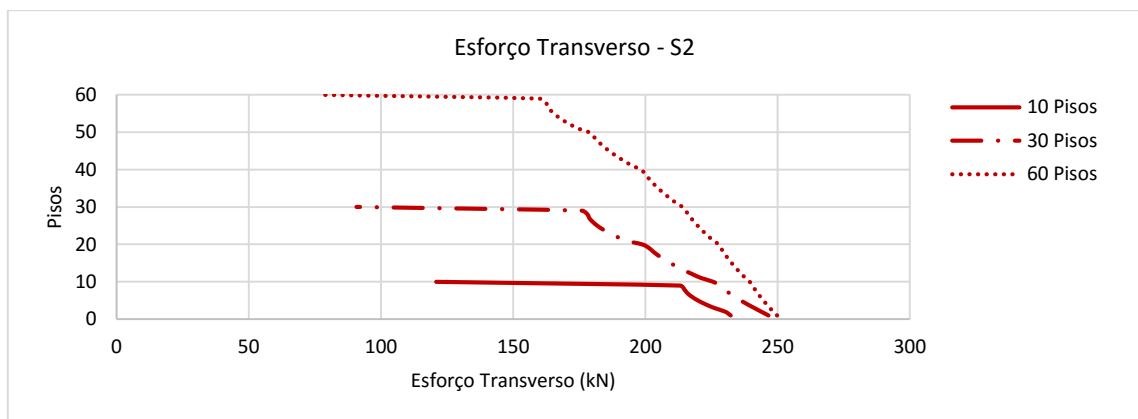


Figura 5.12 - Influência da variação da altura do edifício no valor do esforço transversal na seção S2

5.3.2. CONSIDERAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO (SEM EFEITOS DIFERIDOS)

A consideração do faseamento construtivo é um dos fatores que mais influencia a análise estrutural de edifícios altos. A realização de uma análise faseada, permite realizar a correta simulação do processo de construção e carregamento a que a estrutura estará sujeita.

Inerente a este faseamento de betonagem de pisos, está associada o faseamento de cargas. As cargas características de elementos estruturais, como é o caso do peso próprio dos elementos, foram faseadas com o desenvolvimento do nível de pisos, enquanto as características das paredes divisórias, paredes exteriores e sobrecargas foram aplicadas no final do período de construção dos elementos estruturais. Neste faseamento de cargas tentou-se simular a prática comum na construção de edifícios correntes, tendo-se definido que a cofragem e o escoramento permaneciam aplicados durante 7 dias, após a construção dos elementos em questão, ou seja, o efeito das cargas só terá efeito, segundo a realização de uma análise elástica, quando se retirar a cofragem e o escoramento, que até este momento suportava as cargas, neste caso o peso próprio, de salientar ainda que, o estudo do faseamento construtivo foi realizado “piso a piso”, ou seja, cada etapa corresponde à betonagem de um piso, sendo realizada a sua análise nesse instante.

As cargas são aplicadas à medida que a morfologia da estrutura se altera com a construção de cada novo piso, o que significa que a carga correspondente a cada piso só introduz esforços nos pisos inferiores. Ou seja, os encurtamentos dos elementos verticais devidos ao peso próprio de um determinado piso não significam assentamentos de apoio para os pisos superiores, pois estes não estão ainda executados quando aqueles carregamentos são aplicados.

Através dos resultados expostos nas Figura 5.13, Figura 5.14 e Figura 5.15, respeitantes aos encurtamentos dos elementos verticais do pórtico, verifica-se que com o incremento de pisos na estrutura, a consideração de uma análise com a consideração do faseamento construtivo irá resultar numa maior variação entre os encurtamentos, sendo que estes tomam valores inferiores aos obtidos por uma análise sem a consideração do faseamento construtivo. Também se pode constatar que quanto maior a dimensão da estrutura, maior será essa variação de todos os encurtamentos. A redução dos encurtamentos, tanto totais como diferenciais, está relacionada com o facto de, numa modelação faseada, as cargas correspondentes aos pisos inferiores a um determinado nível não significarem deslocamentos desse piso uma vez que ainda não foi ativado na análise pois, na realidade, ainda não está construído.

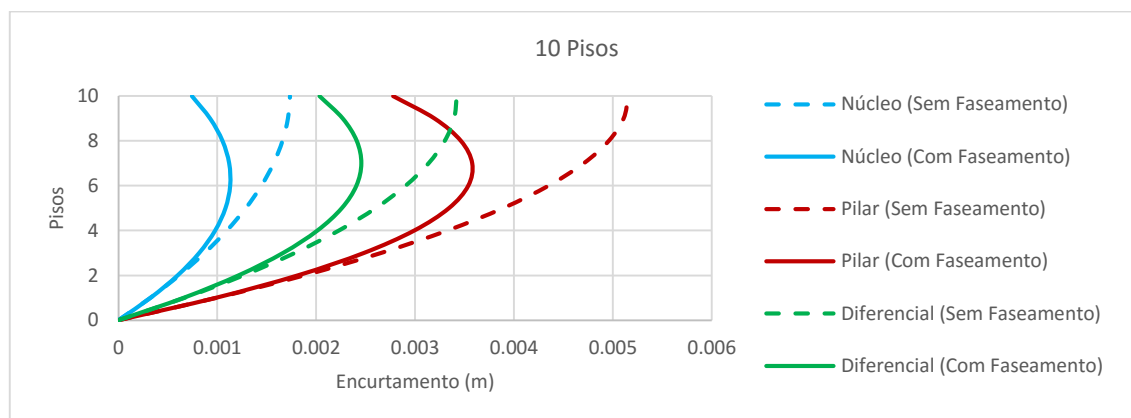


Figura 5.13 – Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício com 10 pisos

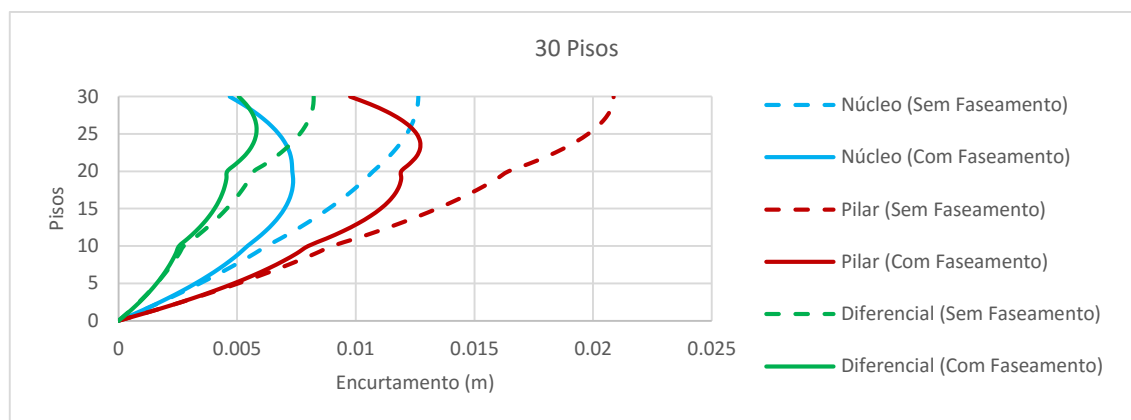


Figura 5.14 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício com 30 pisos

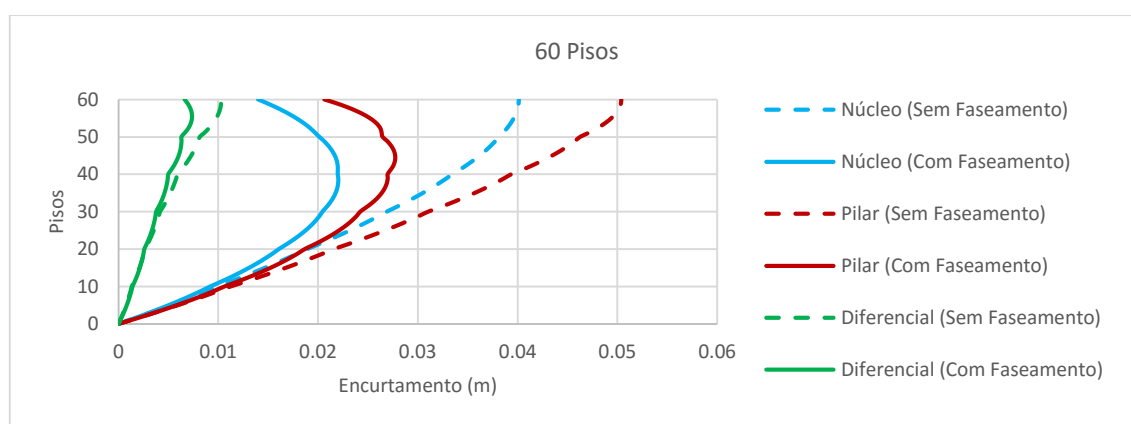


Figura 5.15 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício com 60 pisos

No Quadro 5.7, encontra-se representada uma comparação entre os encurtamentos máximos obtidos na análise efetuada com a consideração do faseamento construtivo, apresentando-se na Figura 5.16, a variação do encurtamento diferencial, podendo-se concluir que a variação, em relação a uma estrutura idealmente cimbrada, aumenta com a altura do edifício.

Quadro 5.7 – Encurtamento axial dos elementos verticais considerando o faseamento construtivo

Pisos	Encurtamento (c/ faseamento) (m)			Encurtamento (sem faseamento) (m)		
	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial
10	0.00113	0.00358	0.00246	0.00173	0.00516	0.00342
30	0.00736	0.01271	0.005812	0.01264	0.02087	0.00823
60	0.02201	0.02772	0.00738	0.04012	0.05041	0.01029

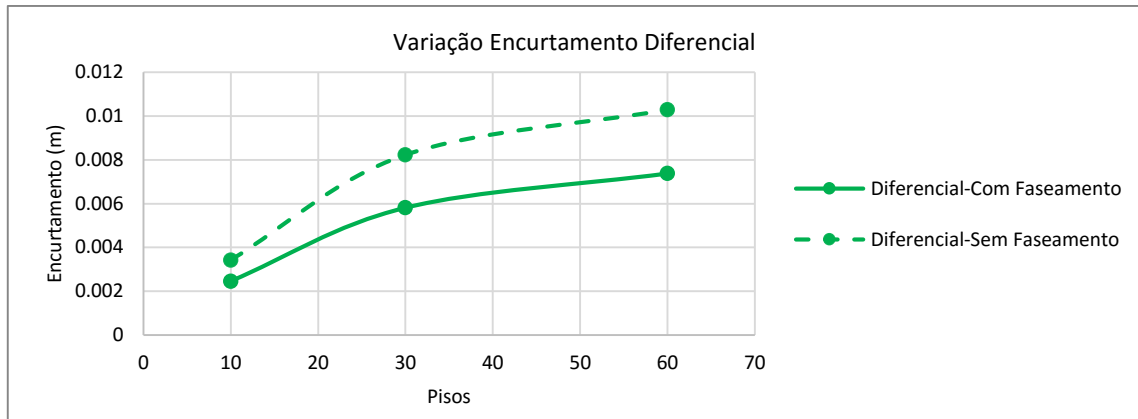


Figura 5.16 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais

No que diz respeito aos esforços sobre os elementos horizontais, os resultados encontram-se entre as Figura 5.17 e Figura 5.22. Relativamente aos momentos das vigas, a consideração do faseamento construtivo, provoca em regra, ao aumento dos momentos na secção S1 nos pisos inferiores e uma diminuição destes nos pisos superiores. Por outro lado, na secção S2, os valores dos momentos aumentam nos pisos superiores e diminuem nos pisos inferiores.

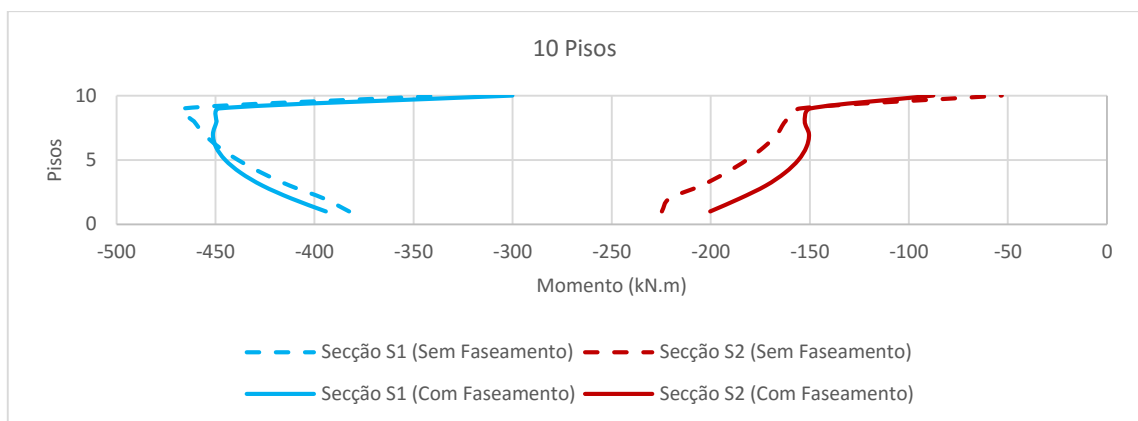


Figura 5.17 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício de 10 pisos

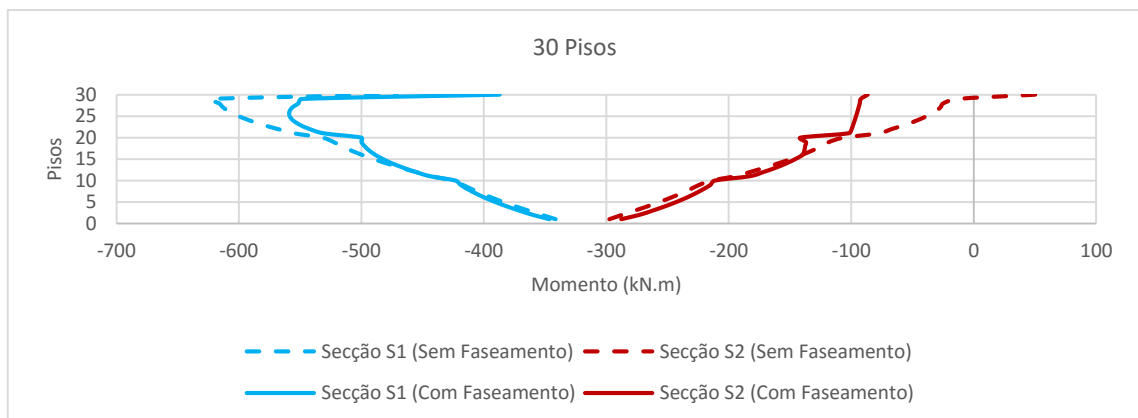


Figura 5.18 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício de 30 pisos

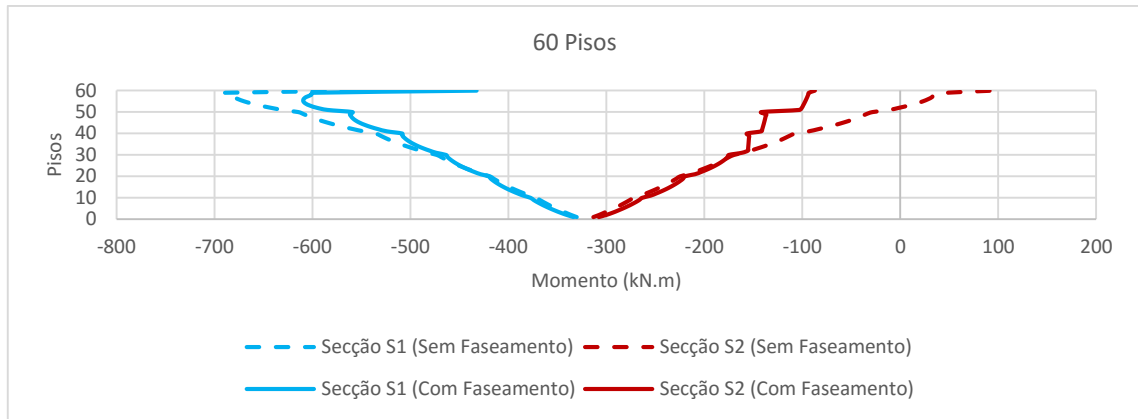


Figura 5.19 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício de 60 pisos

No que se refere aos esforços transversos, pode-se verificar que nos pisos inferiores existe um pequeno aumento do seu valor na secção S1 e uma diminuição na secção S2. Nos pisos superiores esta variação é contrária. Estes resultados levam a crer que, no que diz respeito à sustentação das cargas sobre a estrutura, existe uma maior importância do núcleo nos pisos inferiores, enquanto que nos pisos superiores essa importância diminui, sendo compensada pelos pilares.

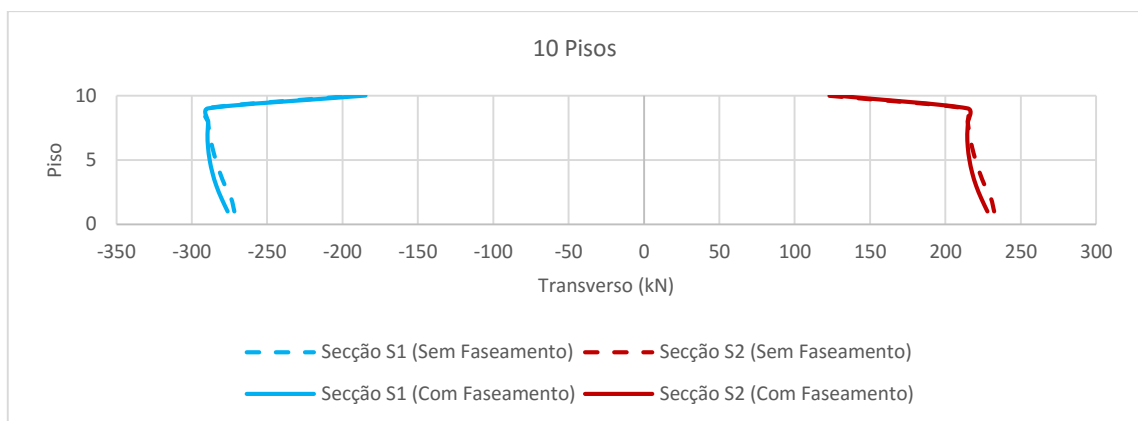


Figura 5.20 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício de 10 pisos

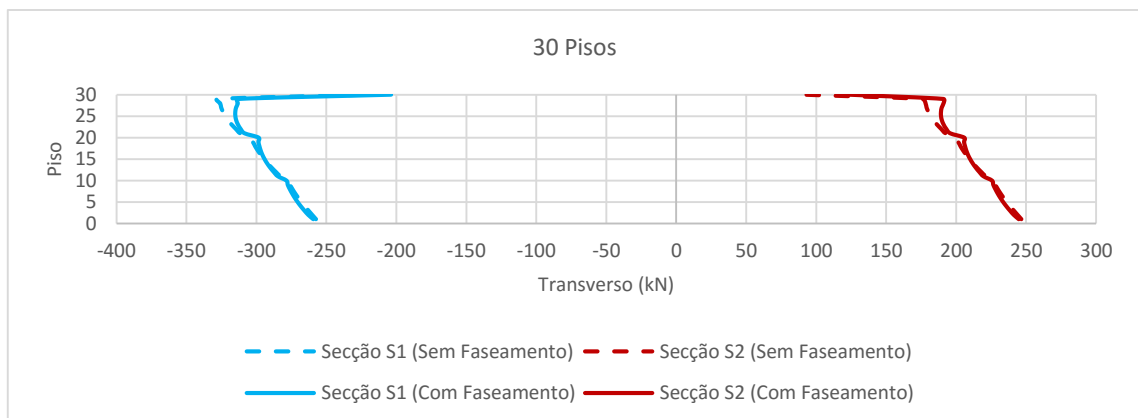


Figura 5.21 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício de 30 pisos

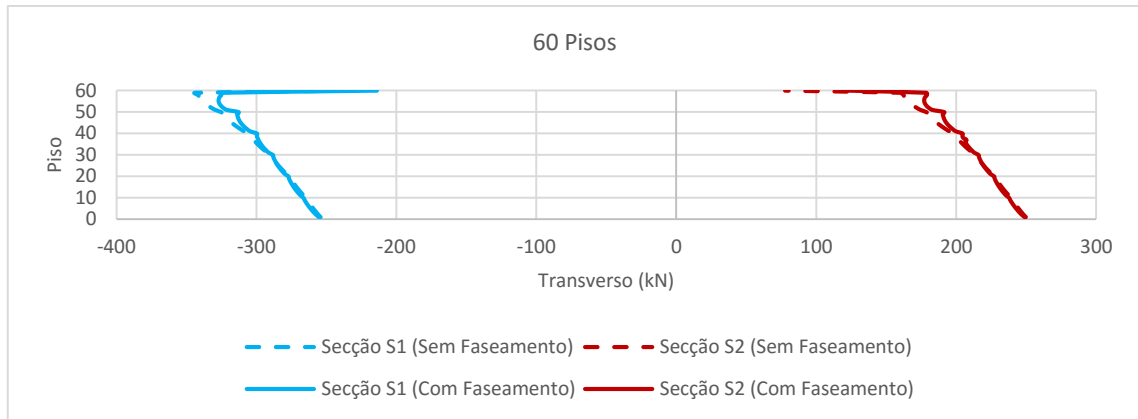


Figura 5.22 - Influência da consideração do faseamento construtivo no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício de 60 pisos

Pode-se ainda referir que, a evolução dos esforços, respeitantes aos momentos flectores e esforços transversos, durante a construção faseada mantem-se aproximadamente constante, aumentado consideravelmente aquando da aplicação das cargas respeitantes a paredes divisórias, paredes exteriores e à parcela quase-permanente da sobrecarga. A evolução do encurtamento dos nós dos elementos verticais encontra-se indicado na Figura 5.23, e na Figura 5.24 a evolução dos momentos flectores nos limites da viga, para o caso de 60 Pisos.

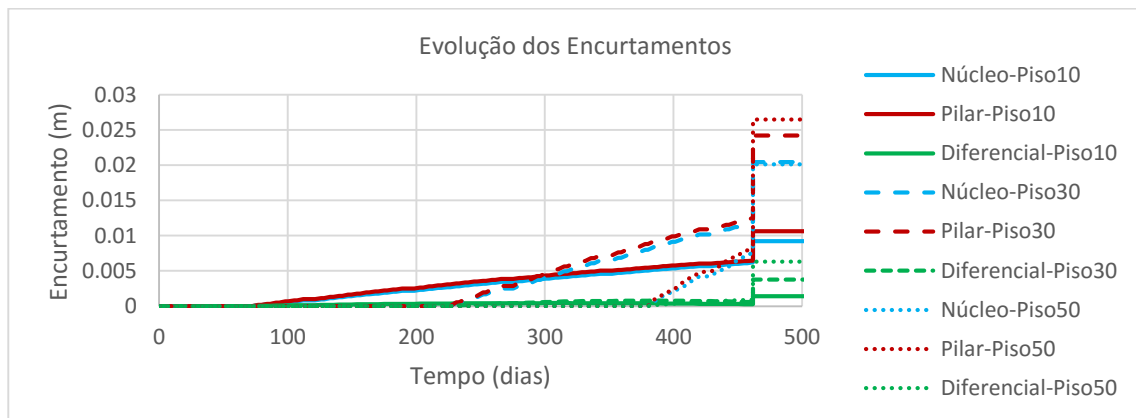


Figura 5.23 – Encurtamento axial dos elementos verticais ao longo do tempo em diversos níveis de um edifício de 60 pisos

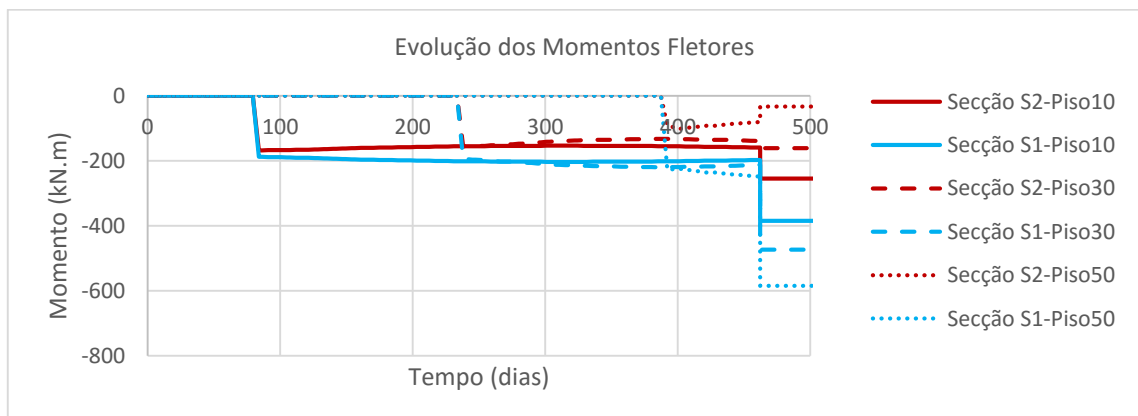


Figura 5.24 – Momentos flectores da viga nas seções S1 e S2 ao longo do tempo em diversos níveis de um edifício de 60 pisos

5.3.3. CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DIFERIDOS DO BETÃO

A consideração dos fenómenos de fluência e retração em edifícios de elevado desenvolvimento não pode ser desprezada, pois estes desenvolvem um papel crítico no comportamento real dos materiais constituintes da estrutura, ainda mais quando o faseamento construtivo e de cargas é tido em consideração, visto que a evolução dos parâmetros de fluência e retração irão influenciar em muito a resposta da estrutura. Os parâmetros idealizados encontram-se no Quadro 5.8. A estas ainda se adicionam as características associadas à classificação da resistência à compressão do betão e do seu módulo de elasticidade. Os resultados a estudar foram avaliados para um período de tempo correspondente a 10000 dias após o início da construção.

Quadro 5.8 – Valores considerados na análise dos efeitos diferidos

Humidade	Idade betão	Classe cimento	Coeficiente Poisson	E_{cm} (28 dias)	f_{cm} (28 dias)
70%	7 dias	N	0.2	31 GPa	33 MPa

Nas Figura 5.25, Figura 5.26 e Figura 5.27 pode-se constatar que à medida que o edifício se desenvolve em altura, para todos os casos de pisos considerados, a variação dos encurtamentos, tanto totais como diferenciais, aumenta.

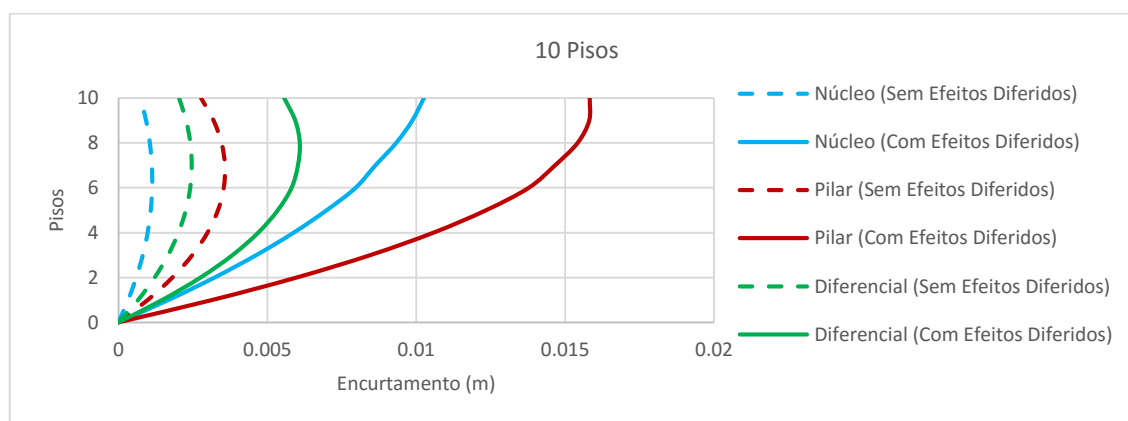


Figura 5.25 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício de 10 pisos

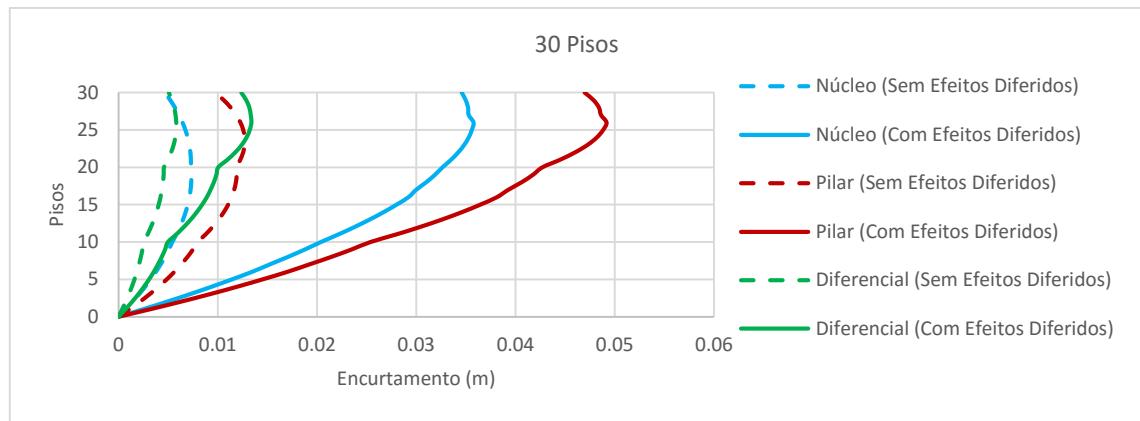


Figura 5.26 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício de 30 pisos

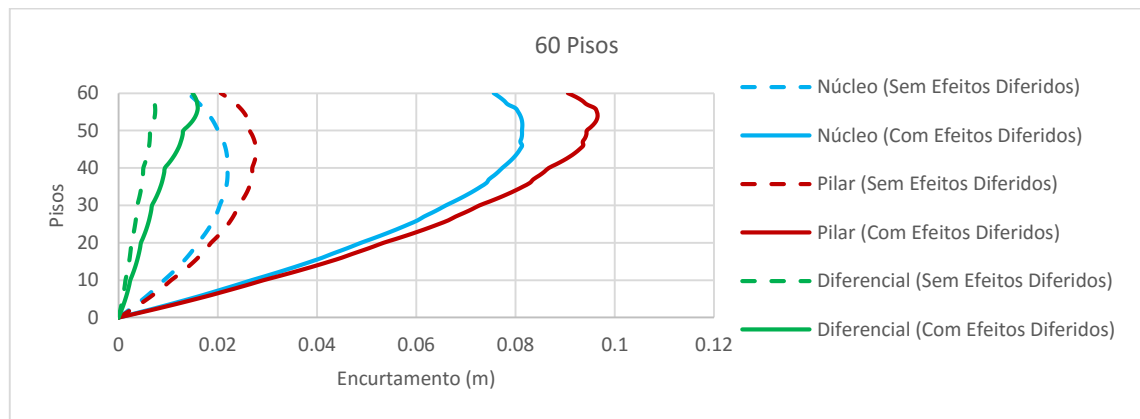


Figura 5.27 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício de 60 pisos

No Quadro 5.9 encontram-se representados os máximos encurtamentos para os diferentes casos considerados. Como se pode observar, para todos os casos de número de pisos, os encurtamentos aumentam substancialmente quando comparados com uma análise sem a consideração dos efeitos diferidos do betão, podendo-se ainda observar na Figura 5.28, que a consideração dos efeitos diferidos do betão, provocam um grande incremento de encurtamentos diferenciais. Isto mostra que a consideração destes efeitos e a correta simulação dos mesmos, quer ao longo do processo construtivo quer durante a vida da obra, assume importância significativa.

Quadro 5.9 - Encurtamento axial dos elementos verticais considerando efeitos diferidos

Pisos	Encurtamento (c/ efeitos diferidos) (m)			Encurtamento (s/ efeitos diferidos) (m)		
	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial
10	0.01026	0.01583	0.00609	0.00113	0.00358	0.00246
30	0.03578	0.04917	0.01339	0.00736	0.01271	0.005812
60	0.08141	0.09655	0.01596	0.02201	0.02772	0.00738

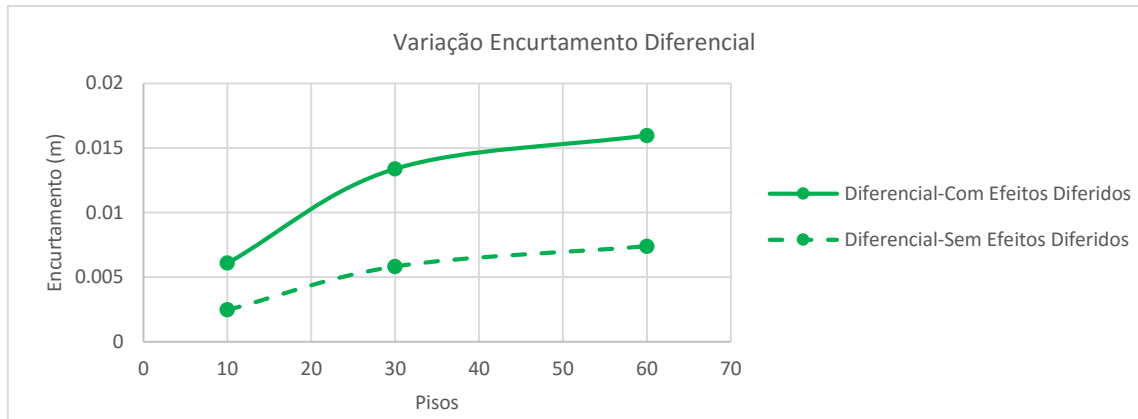


Figura 5.28 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais

Quanto aos esforços sobre elementos horizontais (Figura 5.28 a Figura 5.35), verifica-se que estes aumentam na secção S1 e diminuem na secção S2 para todos os níveis de piso, sendo explicado pela consideração dos fenómenos de fluência e retração. No caso dos momentos, os resultados obtidos com a consideração dos fenómenos de fluência e retração, em comparação com os obtidos com os resultados obtidos apenas com a componente elástica, sofrem um aumento na secção S1 e diminuem na secção S2. Nos pisos superiores, para o caso de 30Pisos e 60Pisos, dá-se o caso de se verificar uma mudança de sinal do momento na secção S2, podendo este fenómeno ser explicado por um excesso de encurtamento diferencial, que provoca um momento contrário capaz de inverter o sinal. Devido a esta ocorrência, a secção S1 tem um aumento considerável. Nos pisos inferiores o aumento verificado é causado pelos fenómenos de fluência e retração, podendo o seu desenvolvimento ao longo do tempo ser observado na Figura 5.32, respeitante à viga do Piso1 em um edifício de 30 andares. Na Figura 5.33, verifica-se a tendência de variação do momento máximo registado, com o incremento da altura do edifício.

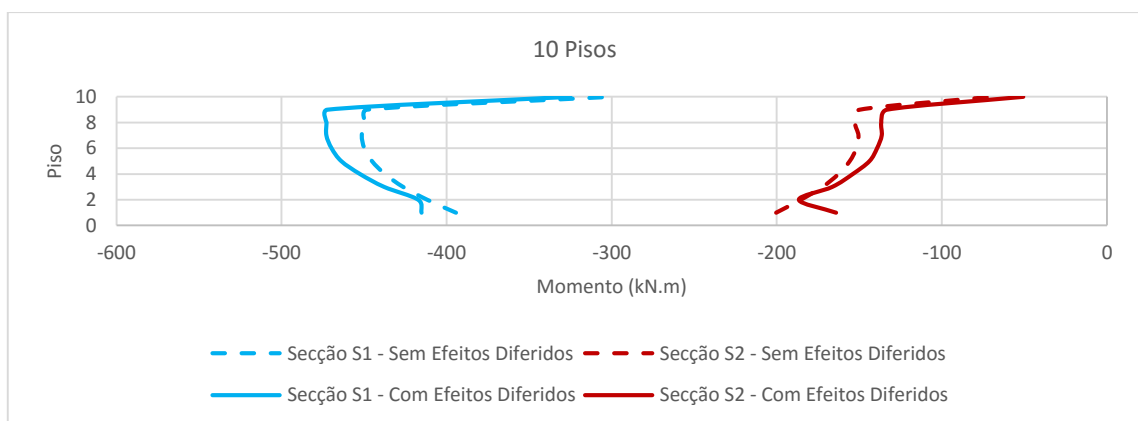


Figura 5.29 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício de 10 pisos

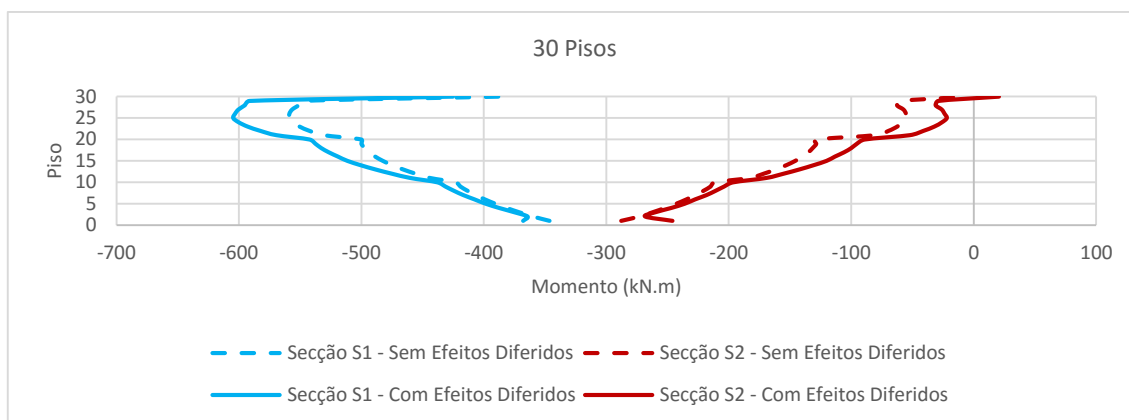


Figura 5.30 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício de 30 pisos

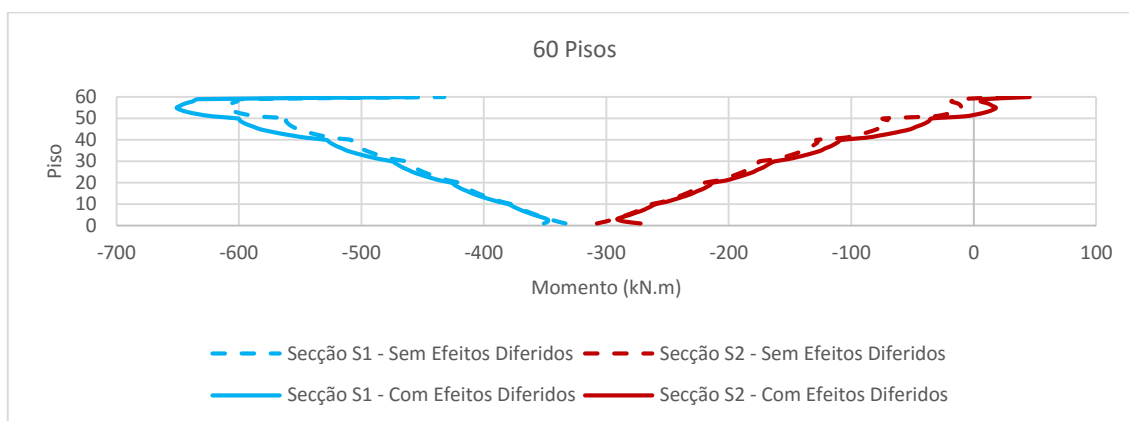


Figura 5.31 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício de 60 pisos

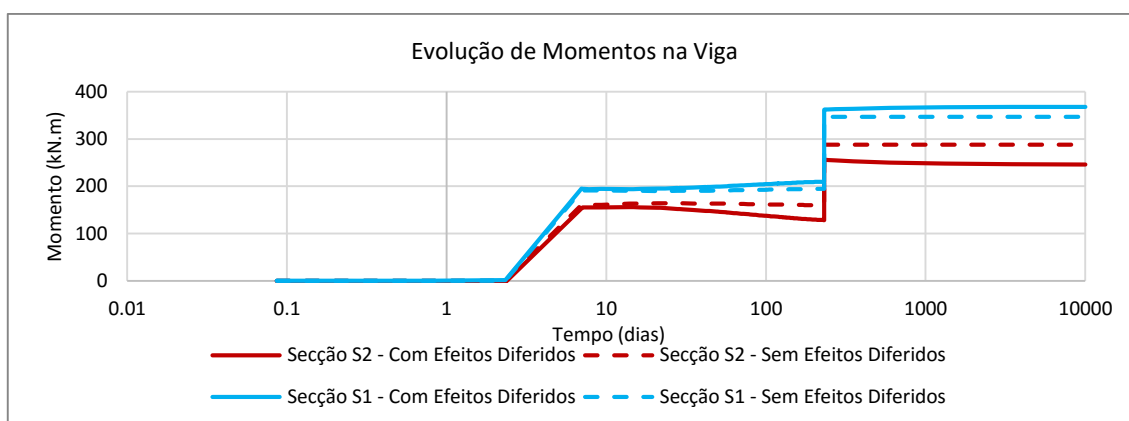


Figura 5.32 – Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do momento fletor em elementos horizontais no primeiro piso ao longo do tempo

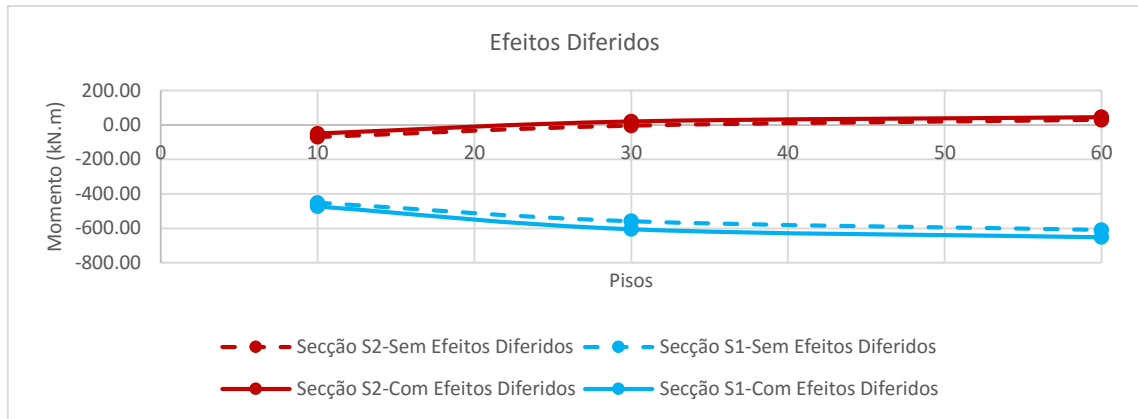


Figura 5.33 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do momento fletor dos elementos horizontais do último piso

No que se refere aos esforços transversos, em todos os casos de pisos, nota-se um incremento na secção S1 e o correspondente decréscimo na secção S2, sendo esta variação causada sobretudo pelo efeito da fluência sobre as secções de betão, passando a secção do núcleo a ter uma maior importância comparativamente aos pilares.

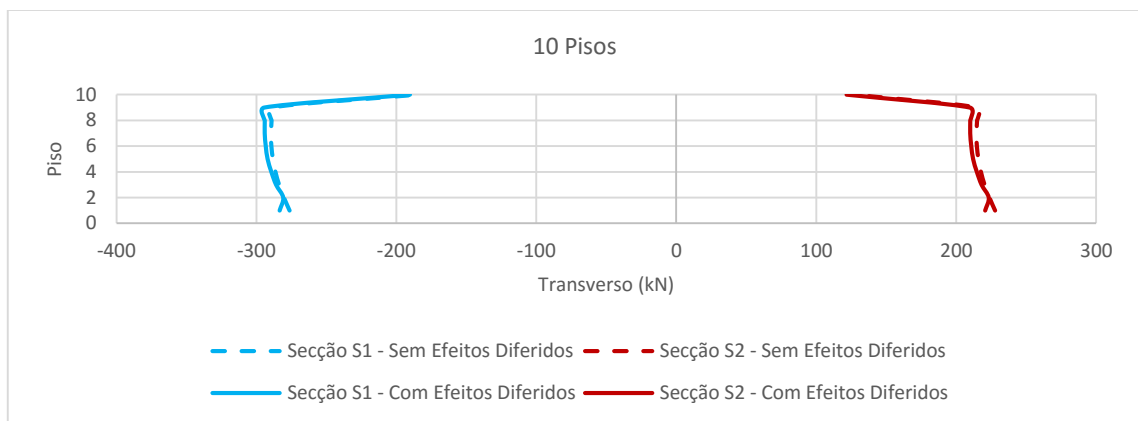


Figura 5.34 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício de 10 pisos

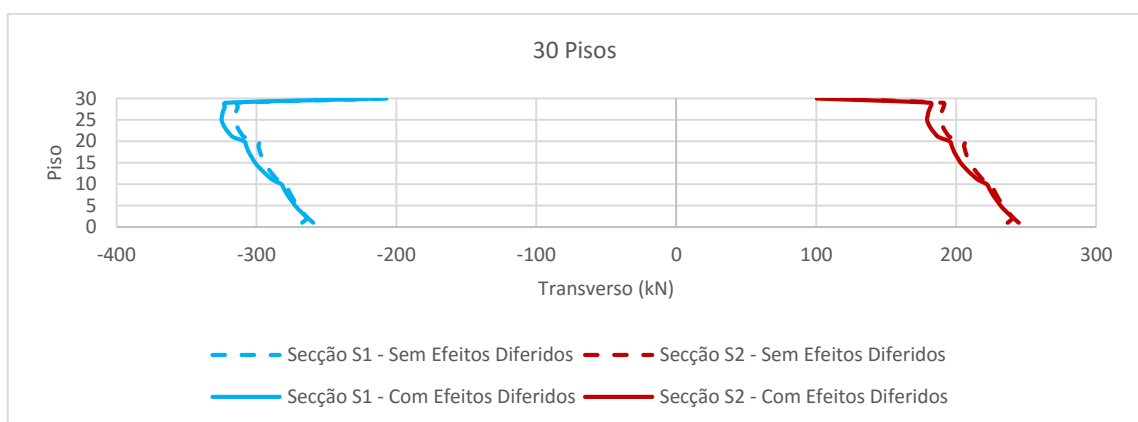


Figura 5.35 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício de 30 pisos

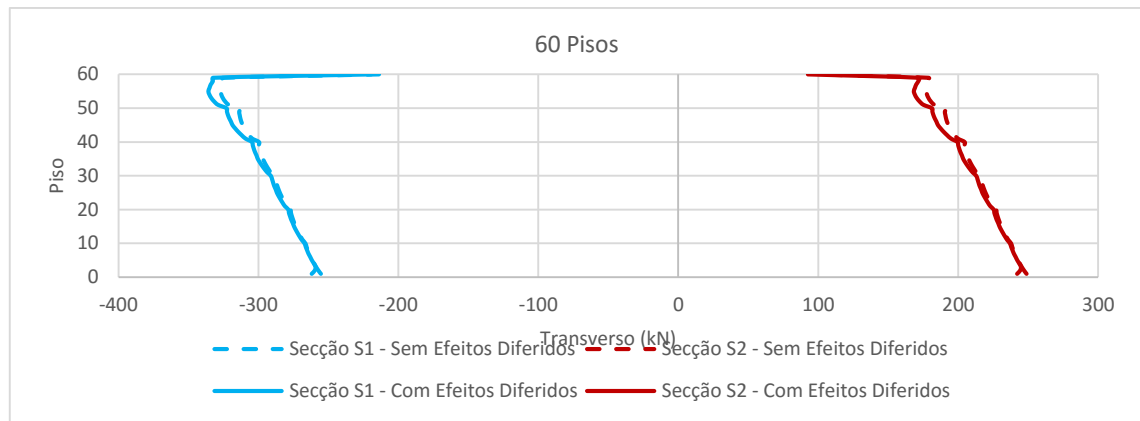


Figura 5.36 - Influência da consideração dos efeitos diferidos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício de 60 pisos

5.3.4. CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DA PERCENTAGEM DE ARMADURA

A variação da percentagem de armadura, permite alterar a resistência axial dos pilares e tem influência no comportamento instantâneo e diferido dos mesmos. Para o dimensionamento da armadura considerou-se um diâmetro de varões de 40mm. O número de varões utilizado encontra-se no Quadro 5.10.

Quadro 5.10 – Número de varões em cada elemento para uma taxa de armadura de 4%

	Piso	Área elemento (m ²)	Nº varões
Pilar	50-60	0.4096	12
	40-50	0.81	20
	30-40	1.2321	28
	20-30	1.6384	36
	10-20	2.0449	44
	1-10	2.4336	52

Fazendo uma análise dos resultados obtidos, no que toca à adoção de uma percentagem de armadura de 4%, nos pilares, verifica-se através das Figura 5.37, Figura 5.38 e Figura 5.39, que os encurtamentos verticais dos pilares do pórtico em consideração, diminuem significativamente.

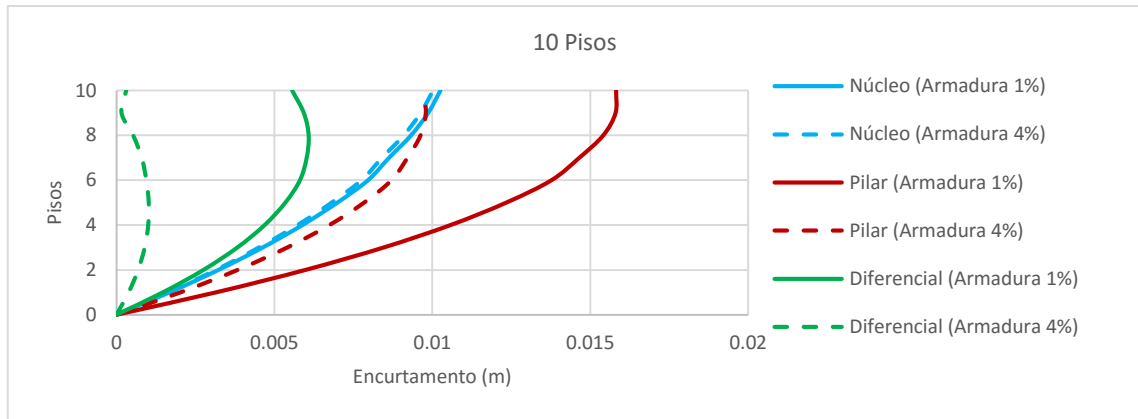


Figura 5.37 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício de 10 pisos

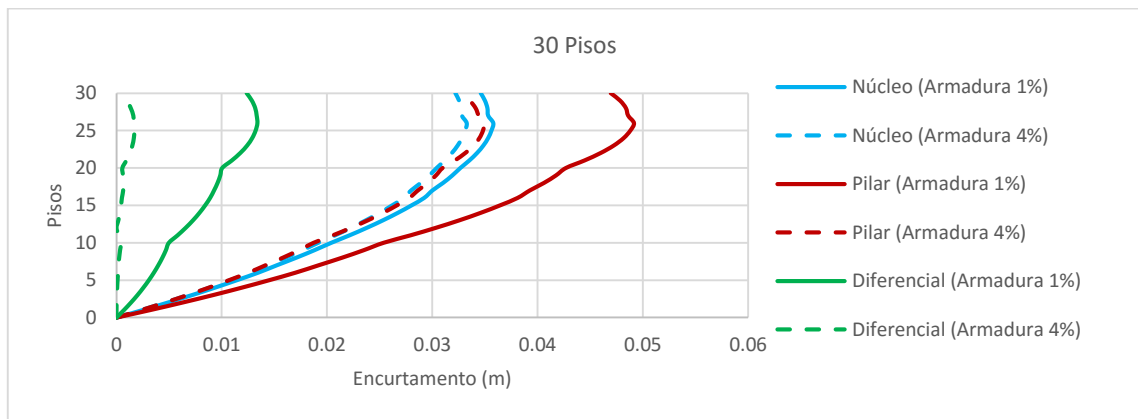


Figura 5.38 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício de 30 pisos

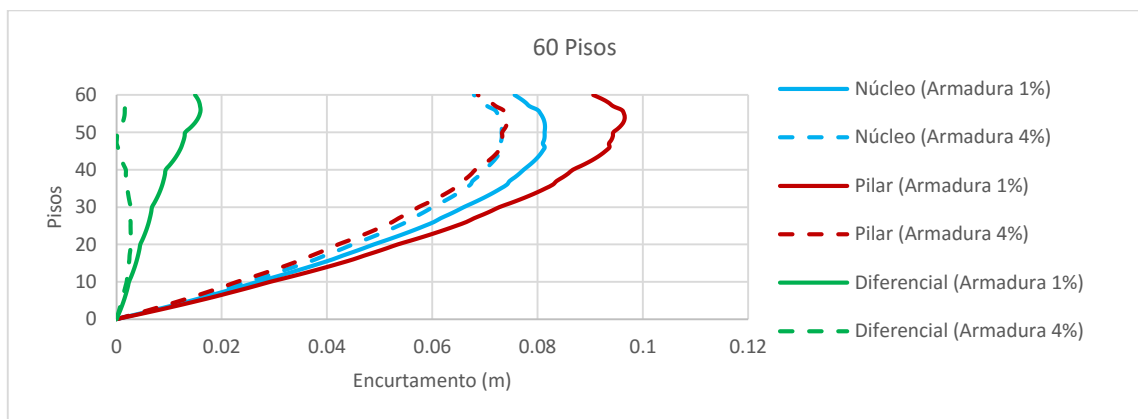


Figura 5.39 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício de 60 pisos

No Quadro 5.11, encontram-se representados os máximos encurtamentos obtidos para a consideração efetuada, podendo-se aferir que, para todos os casos de altura de edifício, os encurtamentos verificados diminuem. Esta diminuição de encurtamento está fortemente relacionada com uma menor importância dos efeitos diferidos. Na Figura 5.40, apresenta-se a variação dos encurtamentos diferenciais,

verificando-se que, o encurtamento diferencial diminui com o aumento da percentagem de armadura, sendo a diferença entre os dois casos considerados aumentada com o aumento do número de pisos.

Quadro 5.11 – Encurtamento axial de elementos verticais para diversas quantidades de armadura

Pisos	Encurtamento (4% Armadura Pilares)(m)			Encurtamento (1% Armadura Pilares)(m)		
	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial
10	0.01002	0.00979	0.00102	0.01026	0.01583	0.00609
30	0.03327	0.03492	0.00170	0.03578	0.04917	0.01339
60	0.07333	0.07429	0.00277	0.08141	0.09655	0.01596

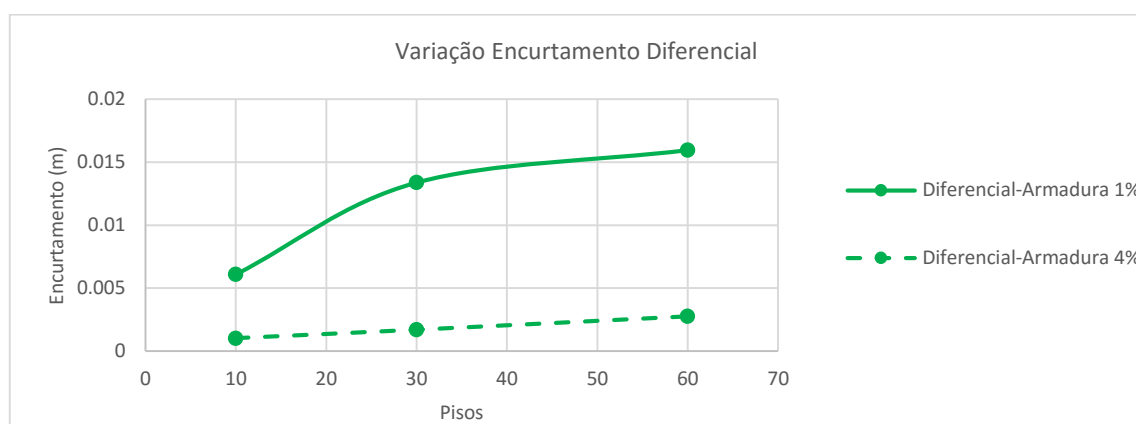


Figura 5.40 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais

No que respeita aos esforços sobre as vigas, os resultados encontram-se expostos entre as Figura 5.41 e Figura 5.46, onde é possível verificar que, os momentos fletores na secção S1 diminuem, enquanto que na secção S2 aumentam, devido a um menor assentamento axial por parte dos pilares.

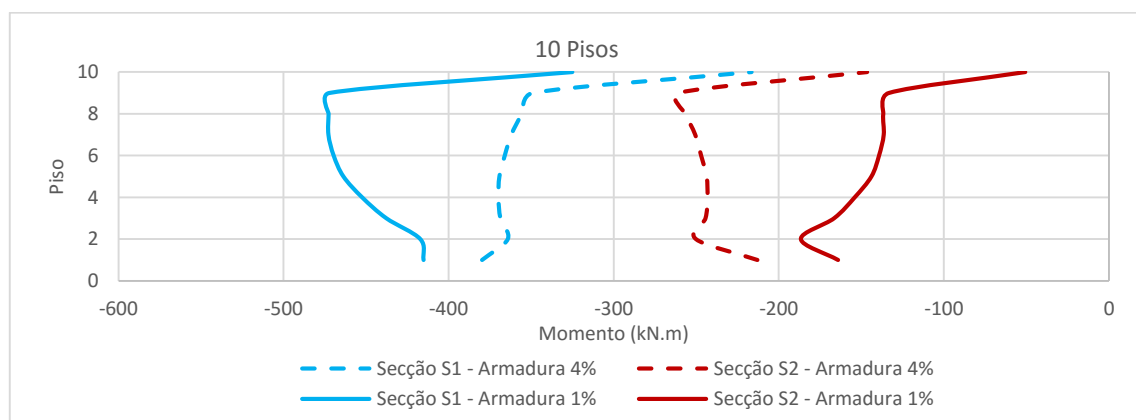


Figura 5.41 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial dos elementos horizontais num edifício 10 pisos

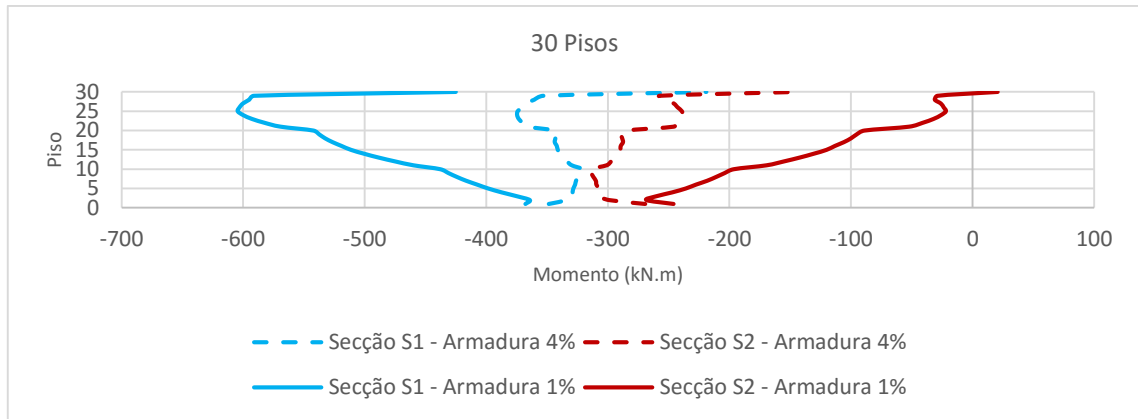


Figura 5.42 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial dos elementos horizontais num edifício 30 pisos

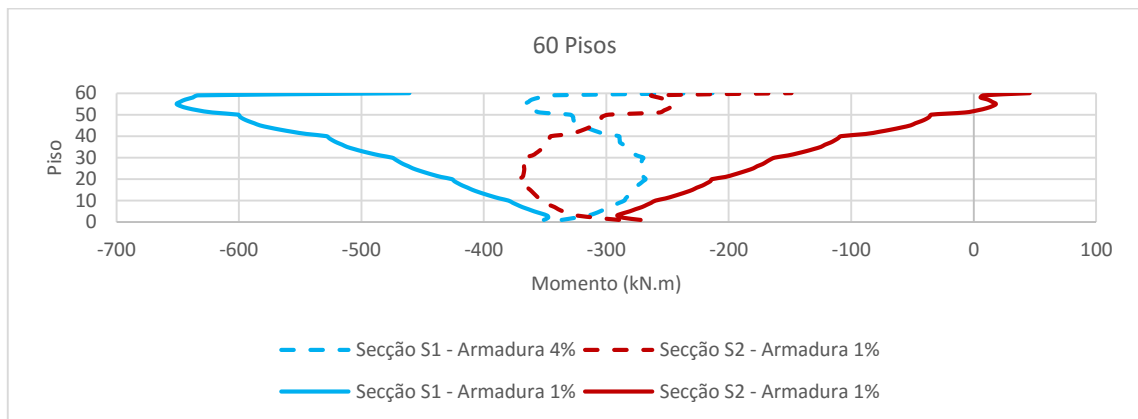


Figura 5.43 - Influência da quantidade de armadura no valor do encurtamento axial dos elementos horizontais num edifício 60 pisos

Quanto aos esforços transversos, seguem a mesma linha de tendência que os momentos, ou seja, aumentam na secção S2 e diminuem na secção S1.

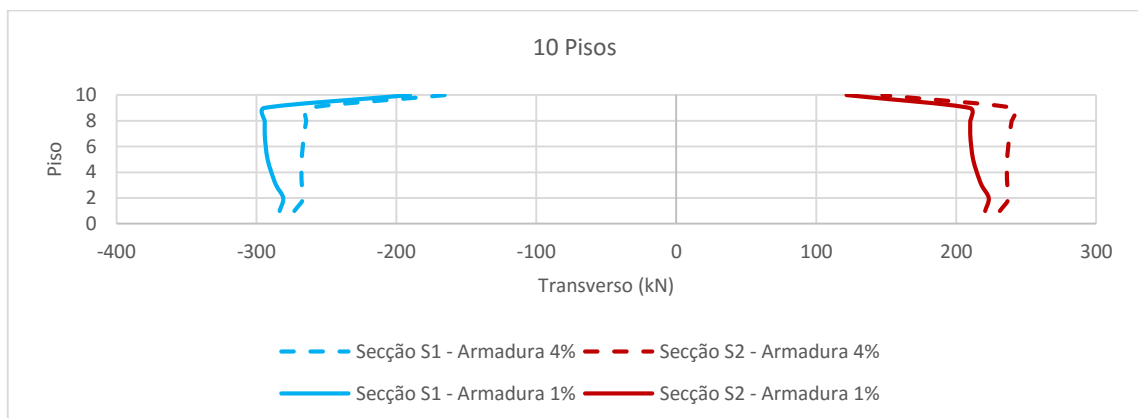


Figura 5.44 - Influência da quantidade de armadura no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 10 pisos

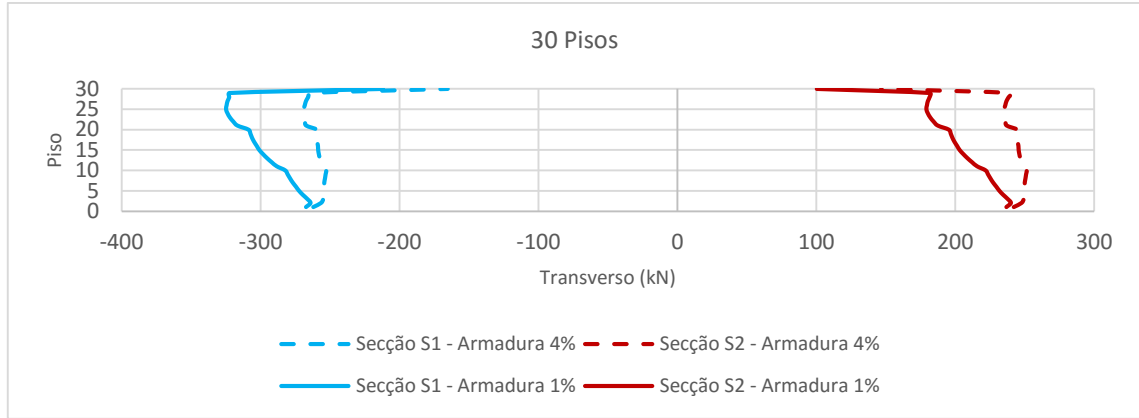


Figura 5.45 - Influência da quantidade de armadura no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 30 pisos

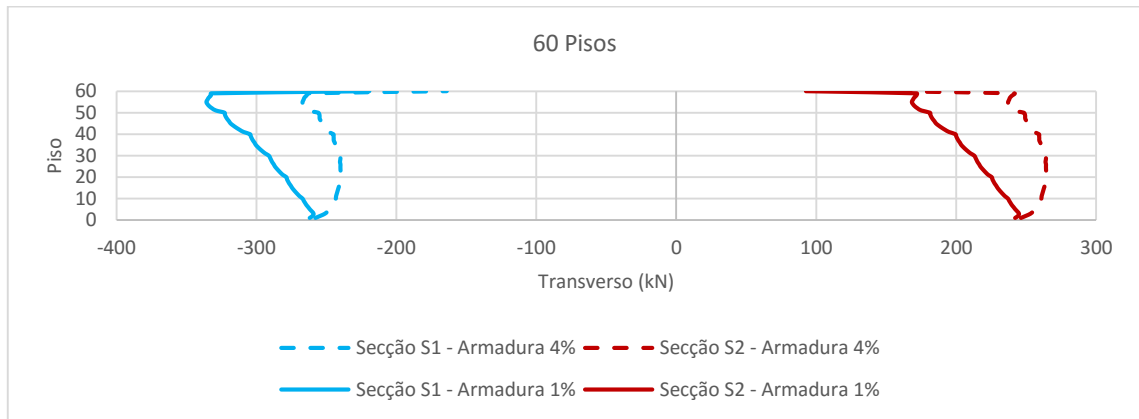


Figura 5.46 - Influência da quantidade de armadura no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 60 pisos

5.3.5. CONSIDERAÇÃO DE PILARES METÁLICOS

A consideração de pilares metálicos, implica a desconsideração de fenómenos de fluência e retração, que não existem no aço. Como se fará o dimensionamento dos pilares para o mesmo esforço axial, tentando otimizar ao máximo a sua secção, espera-se que os encurtamentos dos pilares sofram uma enorme redução devido à não ocorrência de efeitos diferidos.

Para a obtenção dos perfis a utilizar admitiu-se a resistência do aço do tipo S355 e um módulo de deformação de 210GPa. Assim através do seguinte processo admitiu-se a consideração dos perfis apresentados no Quadro 5.12. de salientar que as secções admitidas, foram atribuídas apenas para a resistência ao esforço axial, não tendo em consideração a otimização de inércias para fazer face a momentos.

$$N_{c,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad (5.13.)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} \quad (5.14.)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (5.15.)$$

$$\phi = 0.5 * (1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2) \quad (5.16.)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \quad (5.17.)$$

$$Nb_{rd} = \chi * A * f_y d \quad (5.18.)$$

Quadro 5.12 – Perfis metálicos considerados na análise

Piso	N _{ed} (kN)	Área (cm ²)	Perfil	N _{cr} (kN)	λ	φ	χ	N _{b, rd} (kN)
50-60	4667.9	131.49	HEM220	24677.17029	0.4636	0.65	0.9	4773.3
40-50	9335.8	262.98	HEM300	100162.3852	0.3278	0.58	0.95	10263.3
30-40	14003.7	394.47	HEM800	748849.1842	0.1384	0.5	1.0	14352.7
20-30	18671.6	525.96	HE700*418	799437.9565	0.1537	0.51	1.0	18882.5
10-20	23339.5	657.45	HE1000*584	2108316.693	0.1119	0.5	1.0	26401.4
1-10	28007.4	788.94	HL920*653	2185976.38	0.1162	0.5	1.0	29532.5

Atendendo aos resultados obtidos para a consideração de pilares metálicos, e fazendo uma comparação com os resultados obtidos com a consideração de pilares de betão armado, apresenta-se no Quadro 5.13, os valores máximos de encurtamentos axiais e diferenciais, experienciados pelos elementos verticais do pórtico. Atendendo aos valores expostos, e tendo como base de apoio as Figura 5.47, Figura 5.48 e Figura 5.49, verifica-se que com o aumentar da altura dos edifícios, os encurtamentos axiais do pilar reduzem-se, o mesmo se verifica para o caso do encurtamento diferencial. Comparando os resultados do encurtamento axial do núcleo, verifica-se que a sua variação é praticamente nula. Fazendo uma avaliação geral, constata-se que a consideração de pilares metálicos conduz sempre a menores encurtamentos diferenciais, sendo essa variação aumentada com o aumento do número de pisos, podendo-se observar na Figura 5.50 essa variação.

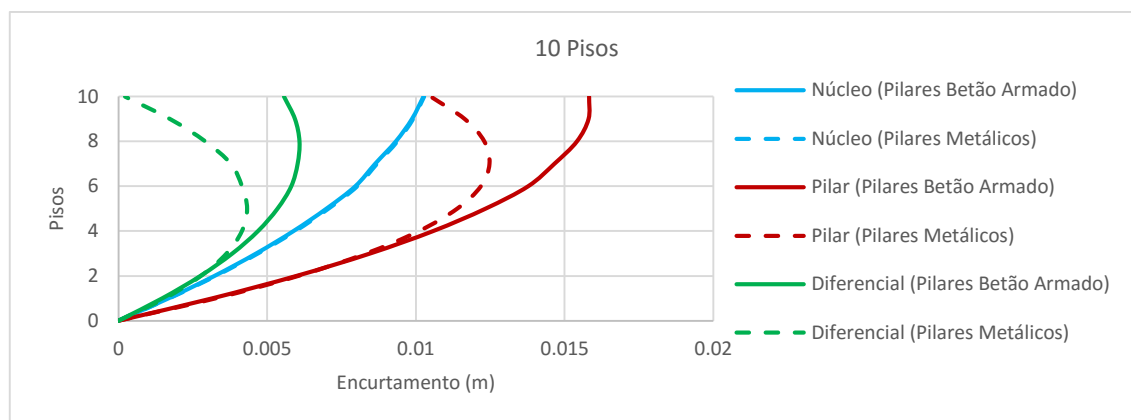


Figura 5.47 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 10 pisos

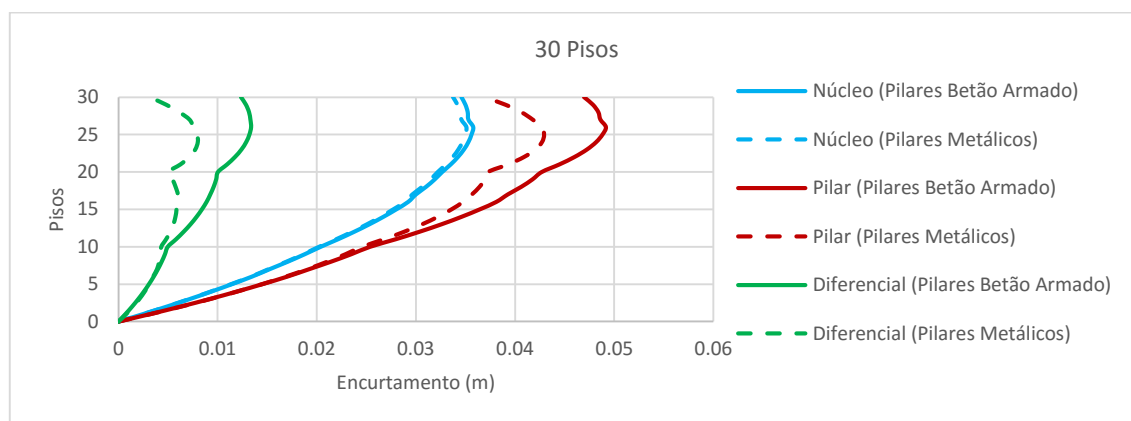


Figura 5.48 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 30 pisos

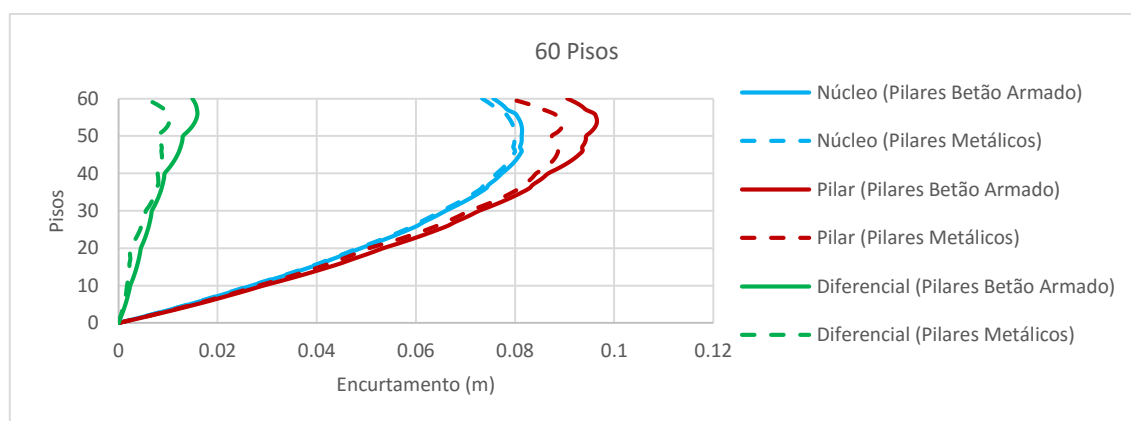


Figura 5.49 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 60 pisos

Quadro 5.13 – Encurtamento axial dos elementos verticais com e sem consideração de pilares metálicos

Pisos	Encurtamento (pilares metálicos)(m)			Encurtamento (pilares betão armado)(m)		
	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial
10	0.01027	0.01247	0.00433	0.01026	0.01583	0.00609
30	0.03510	0.04291	0.00800	0.03578	0.04917	0.01339
60	0.08001	0.08960	0.01027	0.08141	0.09655	0.01596

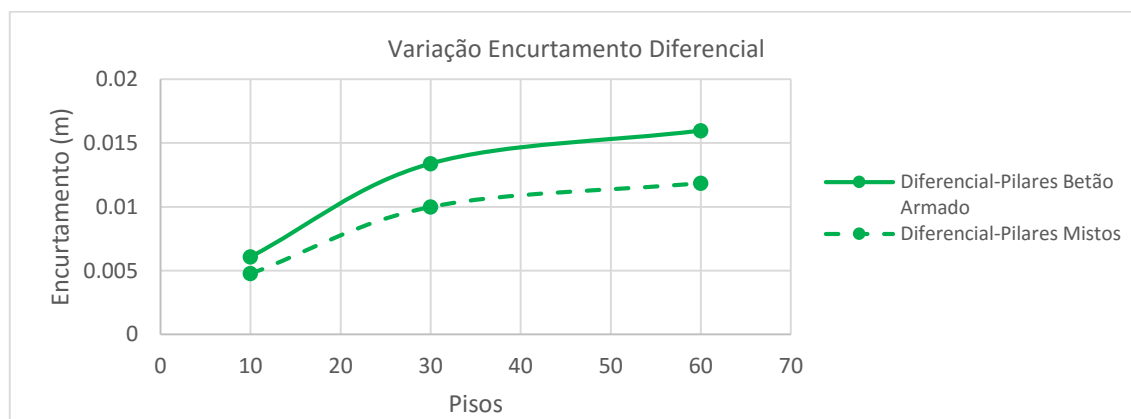


Figura 5.50 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais

No que respeita aos momentos fletores (Figura 5.51 a Figura 5.53), nota-se claramente que o pilar desempenha um papel muito importante nos valores obtidos, verificando-se um grande aumento dos valores obtidos, em comparação com uma secção de betão armado, com o aumento da altura do edifício.

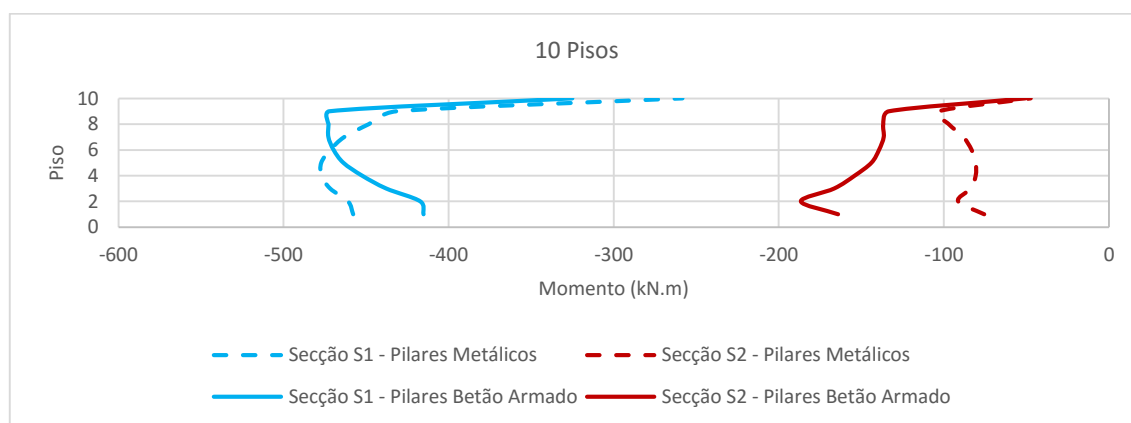


Figura 5.51 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 10 pisos

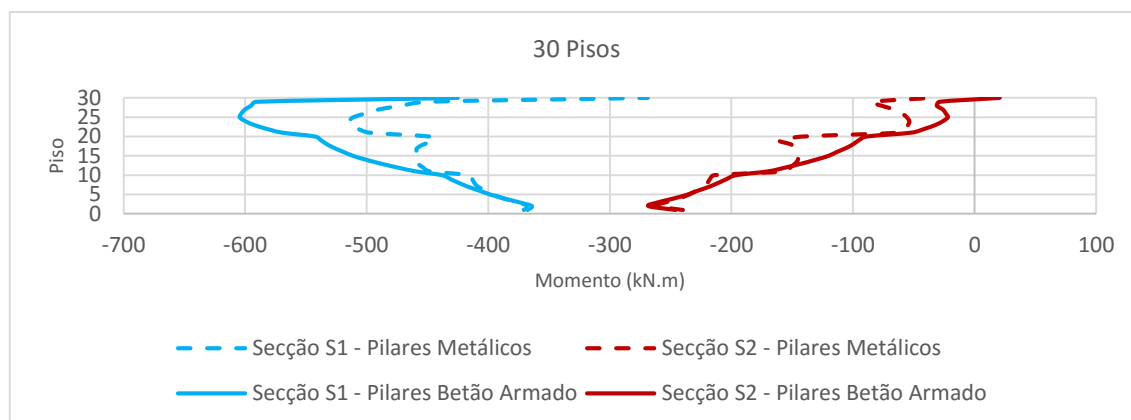


Figura 5.52 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 30 pisos

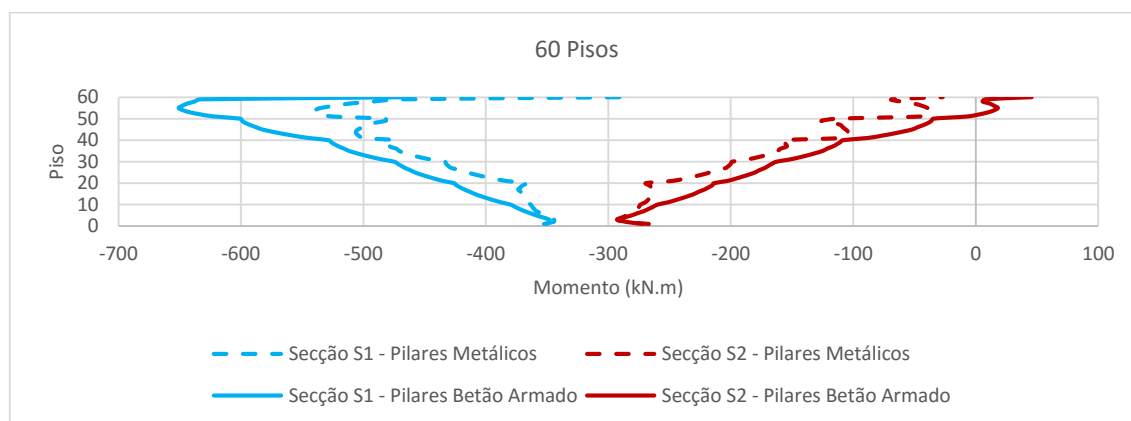


Figura 5.53 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 60 pisos

No que se refere aos esforços transversos (Figura 5.54 a Figura 5.56), verifica-se uma maior variação com o aumento da altura dos edifícios, com o aumento na secção S2 e diminuição na secção S1.

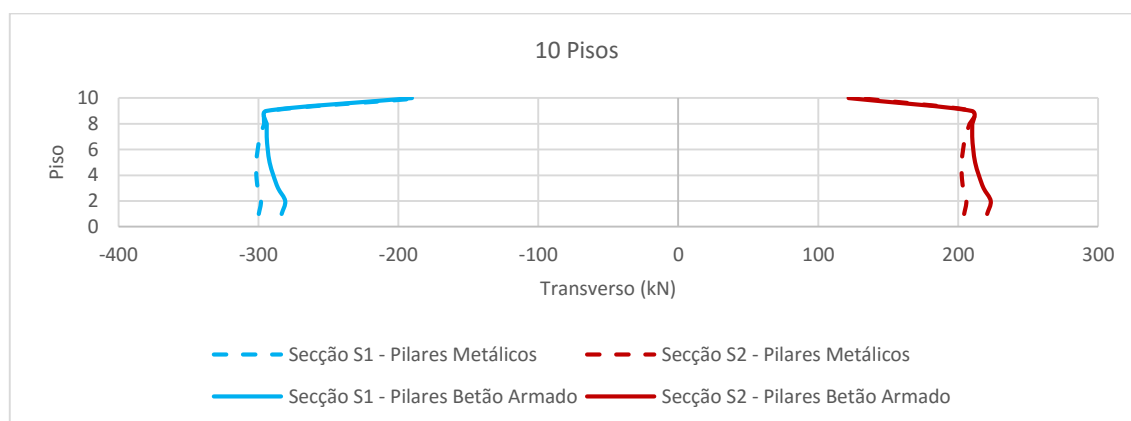


Figura 5.54 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 10 pisos

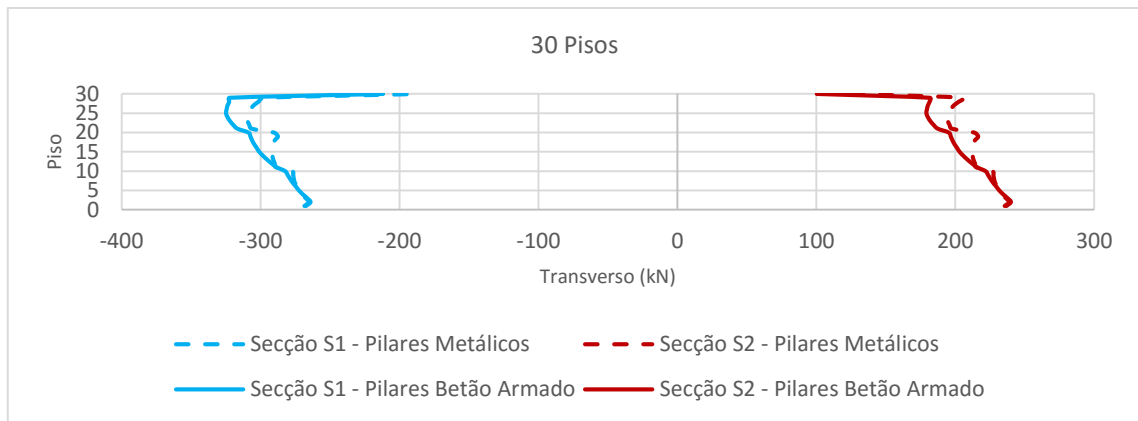


Figura 5.55 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 30 pisos

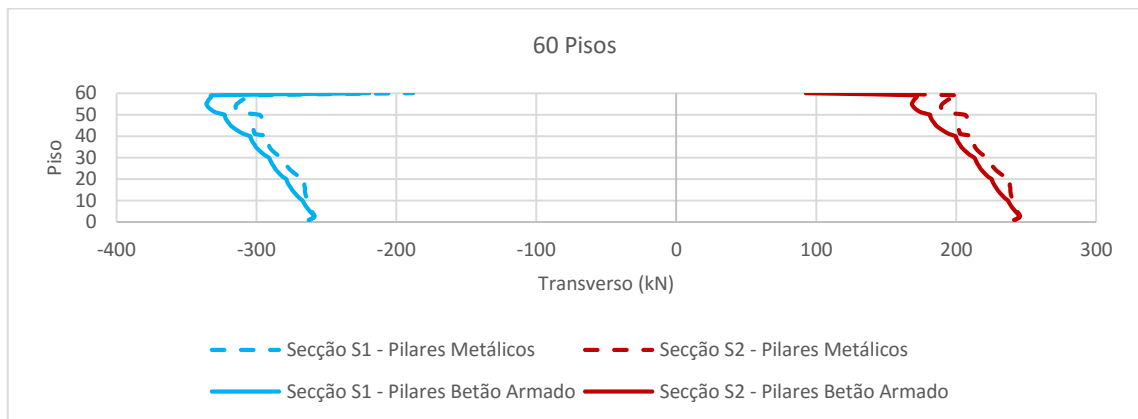


Figura 5.56 - Influência da utilização de pilares metálicos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 60 pisos

5.3.6. CONSIDERAÇÃO DE PILARES MISTOS

Sabendo da recorrência ao uso crescente de pilares mistos na construção atual, optou-se por avaliar também a sua influência no comportamento de edifícios altos.

De modo a obter as secções de pilares mistos, considerou-se os materiais já anteriormente usados que englobam S355 para a resistência do aço, módulo de elasticidade do aço de 210GPa, classe do betão C25/30 e módulo de elasticidade do betão de 31GPa. Como critério de pré-dimensionamento dos pilares foi considerado que metade a resistência à compressão era dividida igualmente pelo aço e betão. Assim para o cálculo de secções recorreu-se à expressão presente na equação 5.19 [37], tendo-se obtido as secções apresentadas no Quadro 5.14.

$$N_{pl} = A_a * f_{yd} + 0.85 * A_c * F_{cd} + A_s * F_{sd} \quad (5.19.)$$

Quadro 5.14 . Secções atribuídas para a utilização de pilares mistos

Piso	Ned(kN)	Aa (cm*cm)	Ac (m*m)	As
50-60	4667.9	8.11	0.42*0.42	4 ϕ 25
40-50	9335.8	11.47	0.59*0.59	8 ϕ 25
30-40	14003.7	14.05	0.72*0.72	12 ϕ 25
20-30	18671.6	16.22	0.83*0.83	16 ϕ 25
10-20	23339.5	18.14	0.93*0.93	20 ϕ 25
1-10	28007.4	19.87	1.02*1.02	24 ϕ 25

Com a utilização de pilares mistos, verifica-se através das Figura 5.56, Figura 5.57 e Figura 5.58, e dos valores dos encurtamentos máximos expostos no Quadro 5.15, que a sua consideração leva a reduções, principalmente dos encurtamentos axiais dos pilares, na ordem dos 5-10%, e encurtamentos diferenciais, entre 20-25%. Os resultados são esperados, pois a consideração de pilares mistos, implica o aumento da percentagem de aço nos pilares, contudo estes possuem a mesma resistência à compressão. Assim pode-se concluir que os pilares mistos são eficazes na redução do encurtamento diferencial, apresentando-se a variação em altura na Figura 5.60.

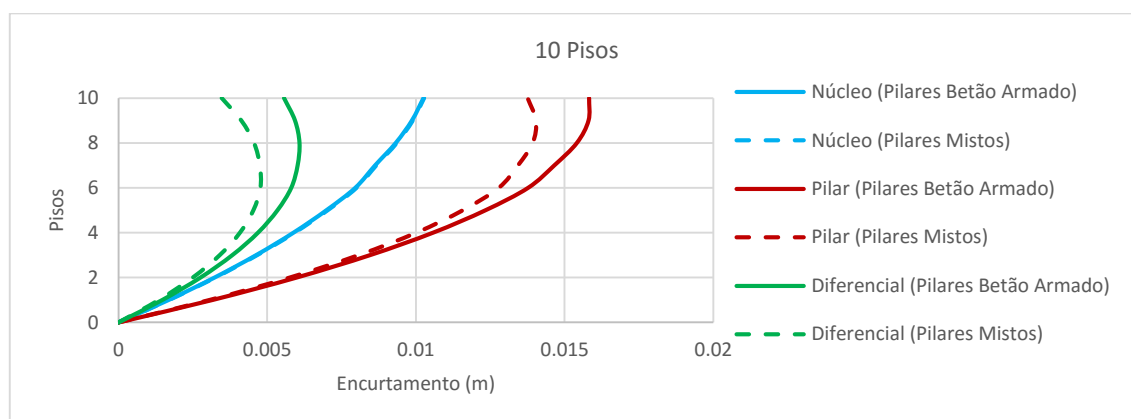


Figura 5.57 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 10 pisos

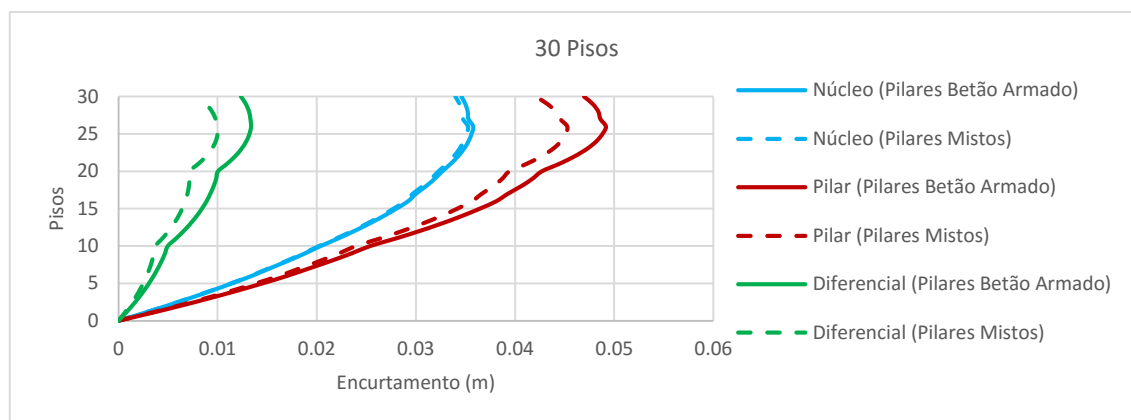


Figura 5.58 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 30 pisos

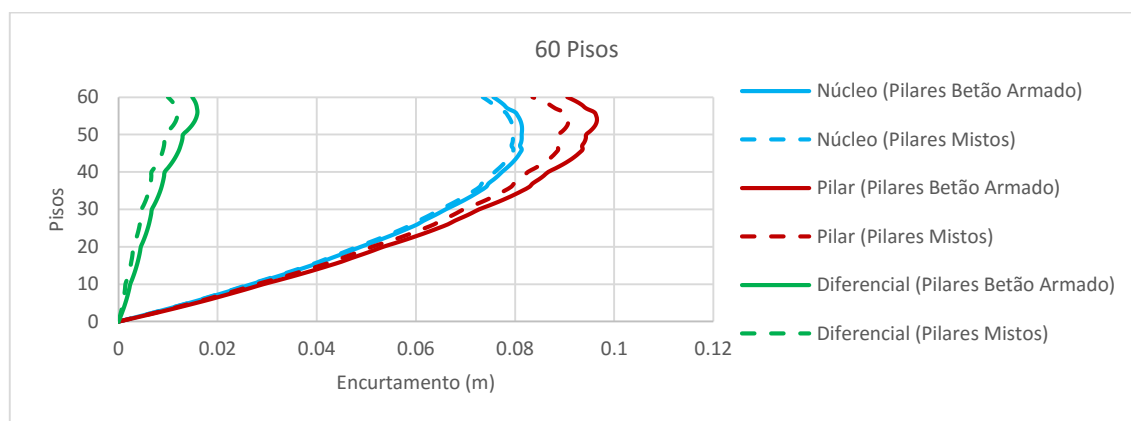


Figura 5.59 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 60 pisos

Quadro 5.15 – Encurtamento axial dos elementos verticais com e sem consideração de pilares mistos

Pisos	Encurtamento (pilares mistos)(m)			Encurtamento (pilares betão armado)(m)		
	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial
10	0.01028	0.01403	0.00478	0.01026	0.01583	0.00609
30	0.03527	0.04527	0.00999	0.03578	0.04917	0.01339
60	0.07966	0.09071	0.01186	0.08141	0.09655	0.01596

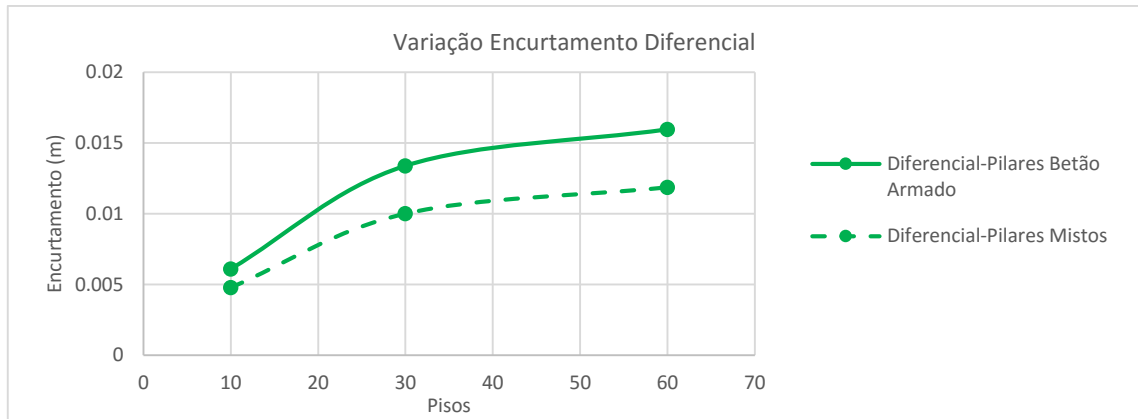


Figura 5.60 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do encurtamento diferencial dos elementos verticais

Analisando os esforços nos elementos horizontais, através da observação das Figura 5.61 a Figura 5.66, verifica-se que os momentos fletores na secção S1, tem a tendência de diminuir, enquanto que os momentos na secção S2, tem a tendência de aumentarem, levando esta variação a uma maior aproximação entre momentos.

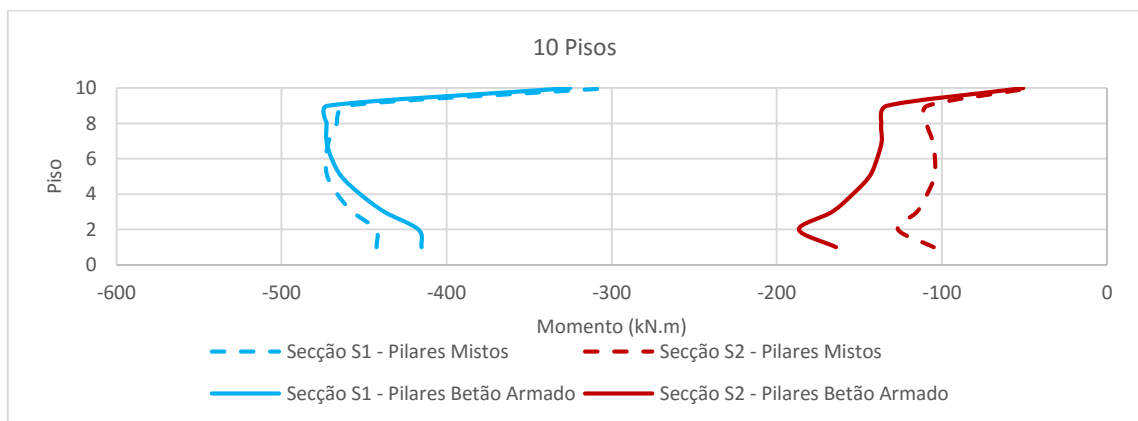


Figura 5.61 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 10 pisos

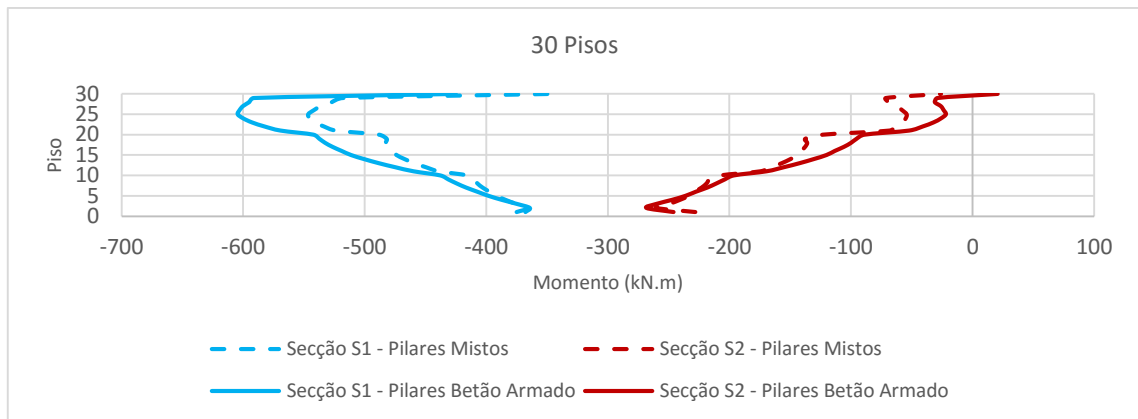


Figura 5.62 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 30 pisos

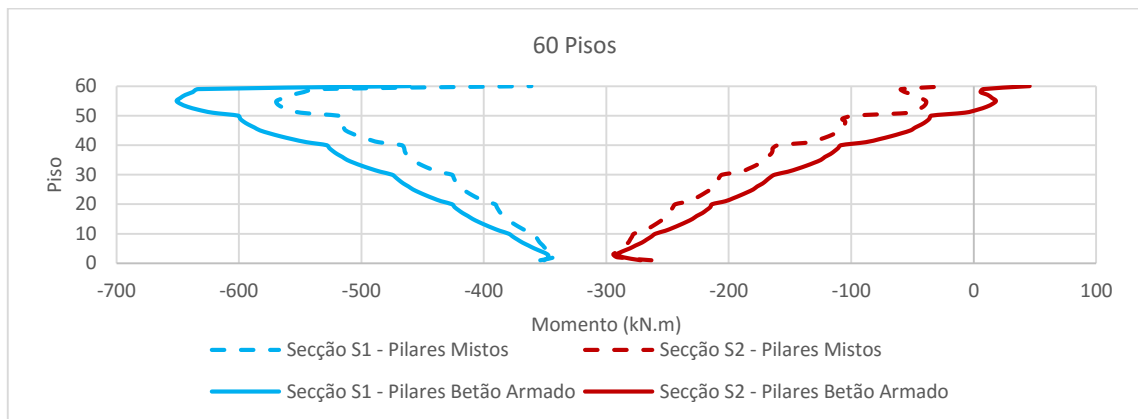


Figura 5.63 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 60 pisos

Quanto aos esforços transversos, presentes nas Figura 5.64, Figura 5.65 e Figura 5.66 a variação segue a tendência da variação dos momentos sobre as vigas.

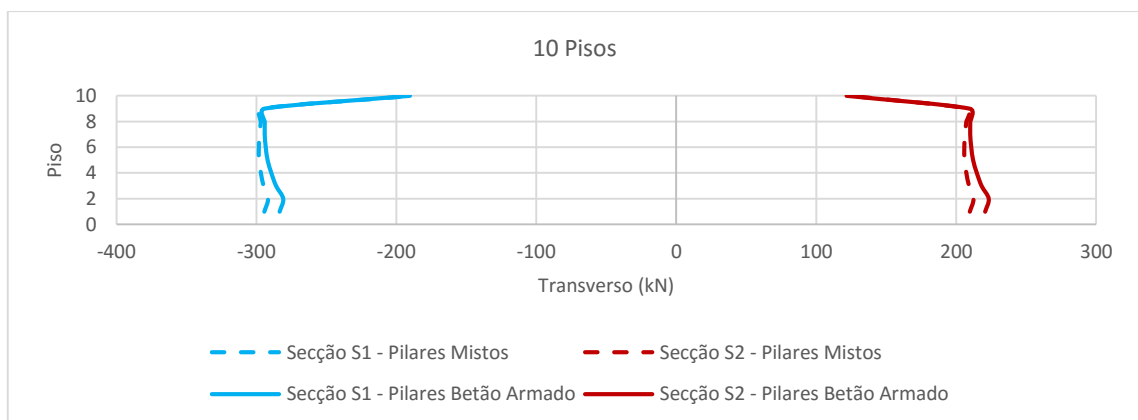


Figura 5.64 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 10 pisos

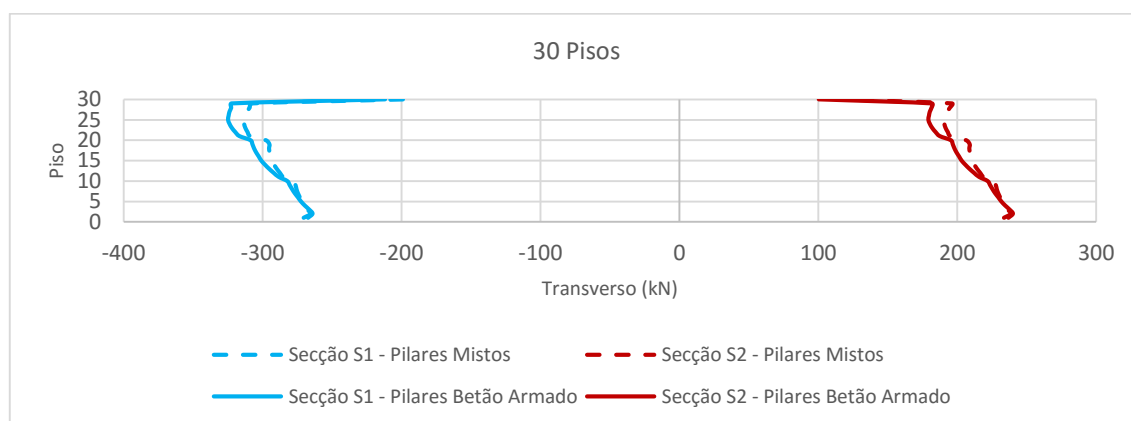


Figura 5.65 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 30 pisos

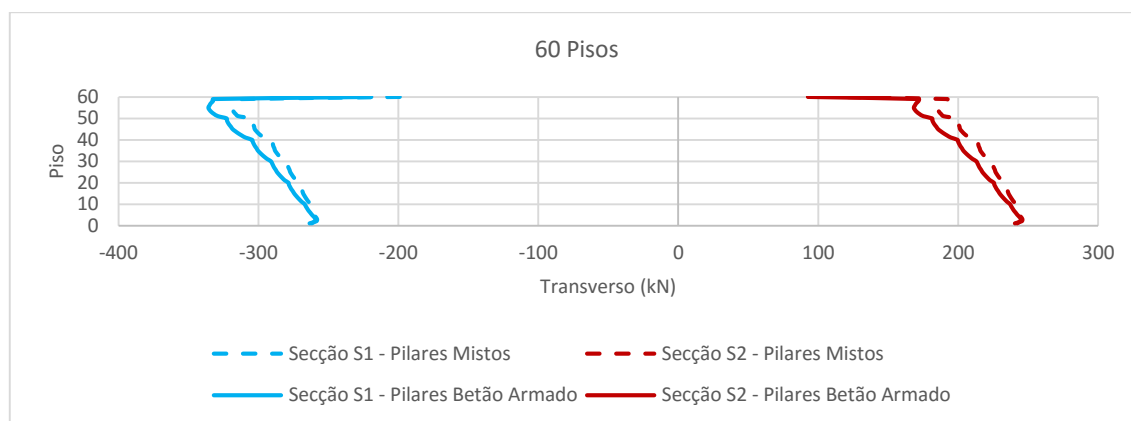


Figura 5.66 - Influência da utilização de pilares mistos no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 60 pisos

5.3.7. CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DA HUMIDADE RELATIVA

A avaliação da importância da humidade relativa prende-se com a evolução dos efeitos reológicos do betão e do desempenho deste quando sofre carregamentos a diferentes idades. Assim com o intuito de avaliar as consequências fez-se variar as percentagens de humidade relativa apresentando os valores considerados no Quadro 5.16.

Quadro 5.16 – Percentagens de humidade relativa consideradas

Humidade relativa	70%
	50%
	20%

Sendo a humidade relativa, um fator bastante importante no desempenho do betão, o comportamento de estruturas de betão tende a ser bastante alterado com elevadas variações deste. Os encurtamentos máximos obtidos para a variação deste parâmetro encontram-se representados no Quadro 5.17. Como

se pode verificar existem grandes alterações do encurtamento quando se faz variar a humidade relativa. Para a consideração de uma humidade relativa de 50%, obtém-se um aumento entre 10% e 25% em todos os encurtamentos, para as diferentes alturas de piso. Para um caso mais gravoso, a consideração de uma humidade relativa de 20%, obtiveram-se encurtamentos que atingiram 20 a 40% a mais, em relação a encurtamentos com uma humidade relativa de 70%. Nas Figura 5.67, Figura 5.68 e Figura 5.69 encontra-se efetuada uma comparação gráfica dos resultados e a sua variação nos vários níveis que compõe o edifício.

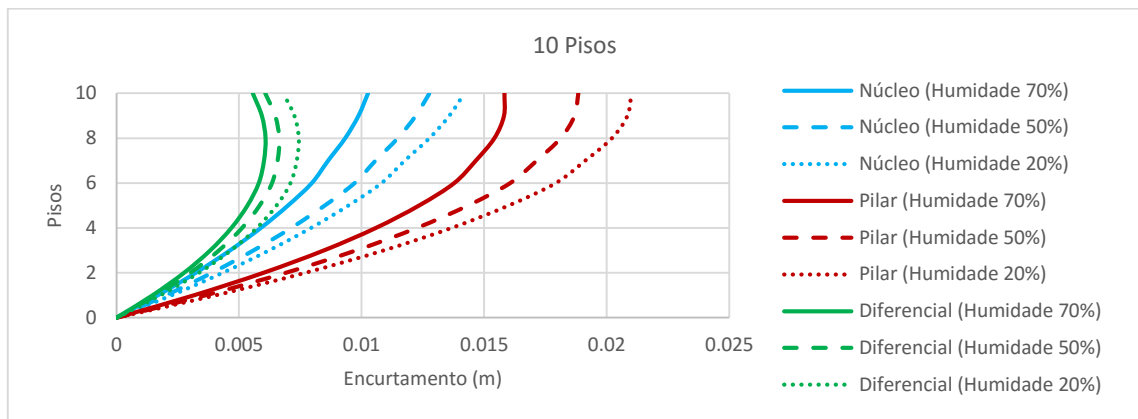


Figura 5.67 - Influência da humidade ambiente no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 10 pisos

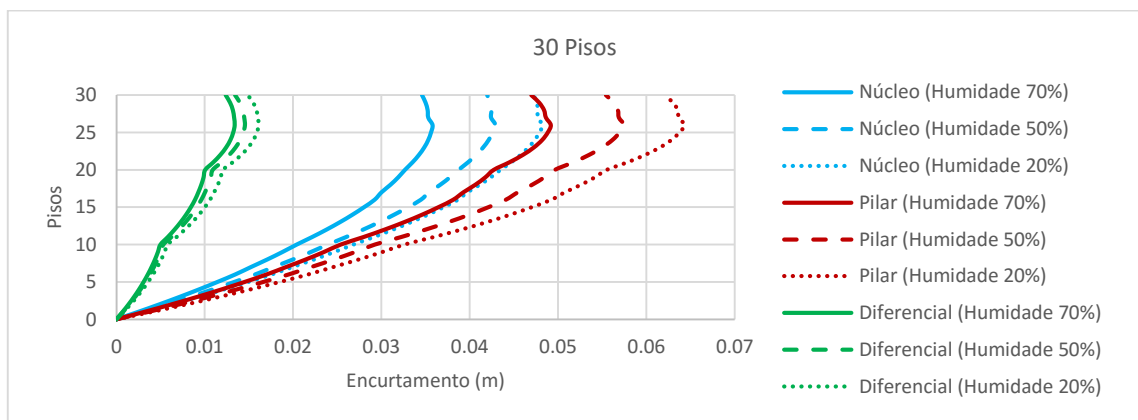


Figura 5.68 - Influência da humidade ambiente no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 30 pisos

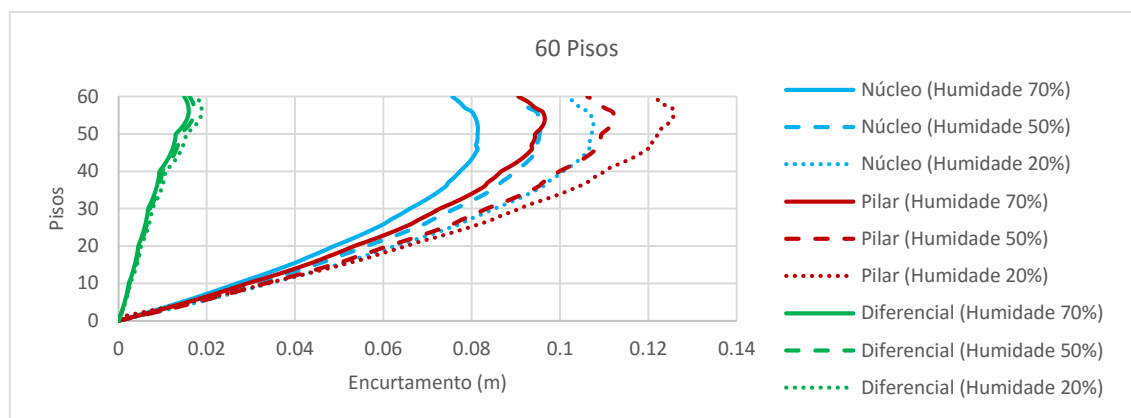


Figura 5.69 - Influência da humidade ambiente no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 60 pisos

Quadro 5.17 – Encurtamento axial de elementos verticais para diversas humidades ambientes

	HR=20%			HR=50%			HR=70%		
Pisos	Encurtamento(m)			Encurtamento(m)			Encurtamento(m)		
	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial
10	0.014194	0.021002	0.00744	0.01276	0.01883	0.00664	0.01026	0.01583	0.00609
30	0.048228	0.064326	0.016098	0.04292	0.05745	0.01453	0.03578	0.04917	0.01339
60	0.107528	0.125725	0.018898	0.09569	0.11224	0.01722	0.08141	0.09655	0.01596

Analisando as Figura 5.70 e Figura 5.71, verifica-se que, existe uma maior variação dos 10 Pisos para os 30 Pisos, e quando se inserem menores humidades relativas.

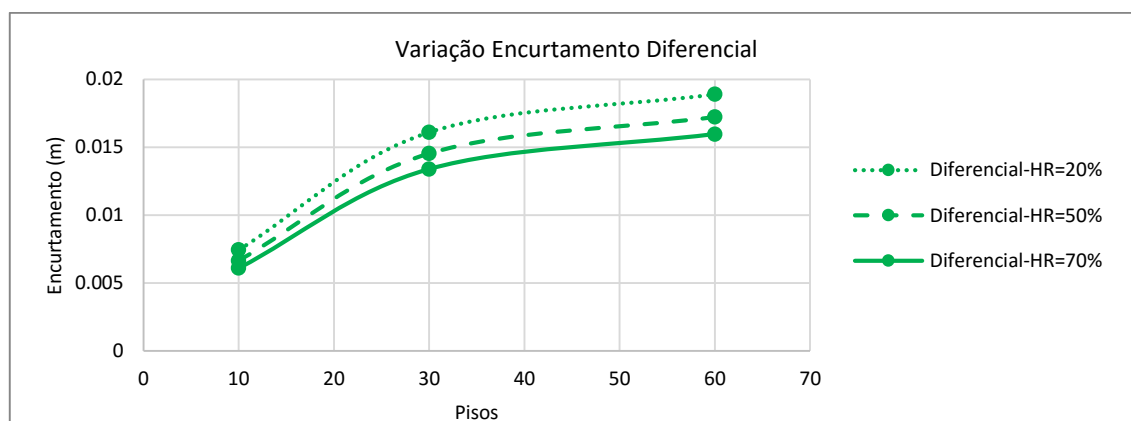


Figura 5.70 - Influência da humidade ambiente no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais

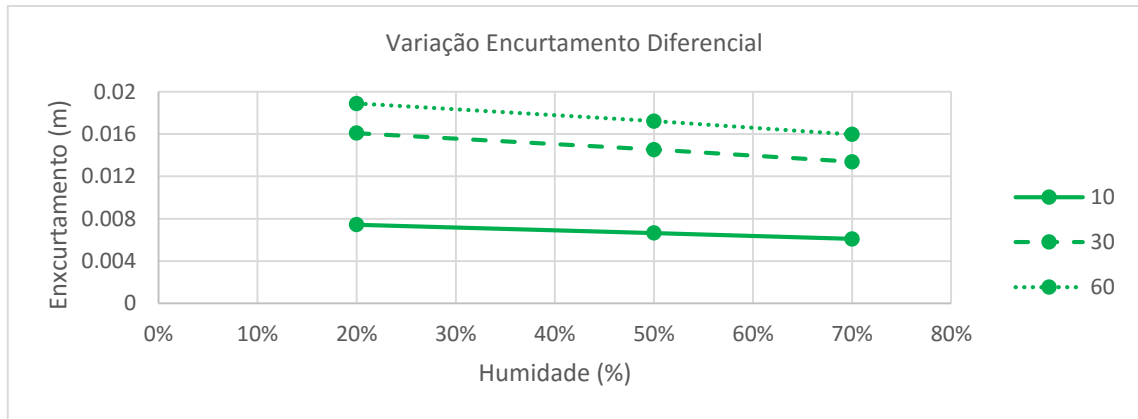


Figura 5.71 – Influência da humidade ambiente no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais

No que diz respeito aos esforços nos elementos horizontais, não existem grandes variações quando se faz variar o parâmetro da humidade relativa.

A análise dos momentos flectores nas ligações da viga aos elementos verticais encontra-se apresentada entre as Figura 5.72 a Figura 5.78. Verifica-se que tanto os momentos na secção S1 como na secção S2, possuem pequenas variações, para a variação da humidade relativa, contudo os valores apresentados são referentes a um período de 10000 dias após o início da construção.

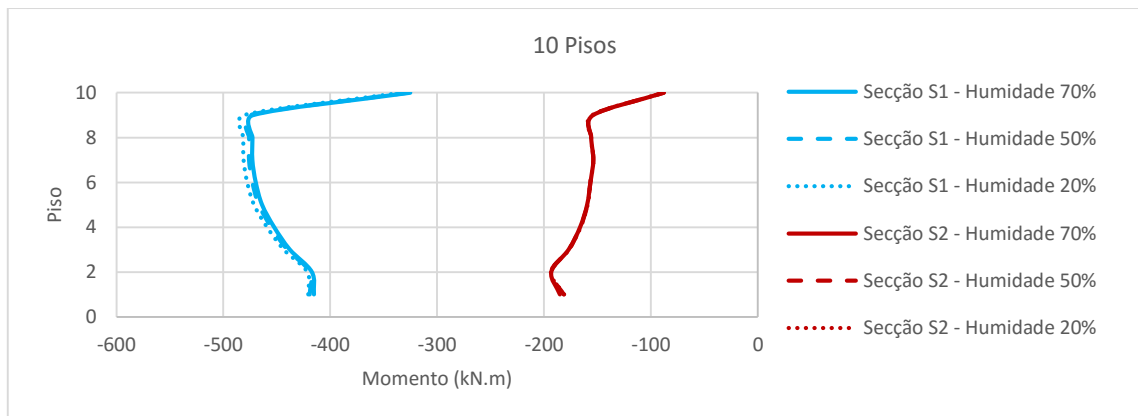


Figura 5.72 - Influência da humidade ambiente no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 10 pisos

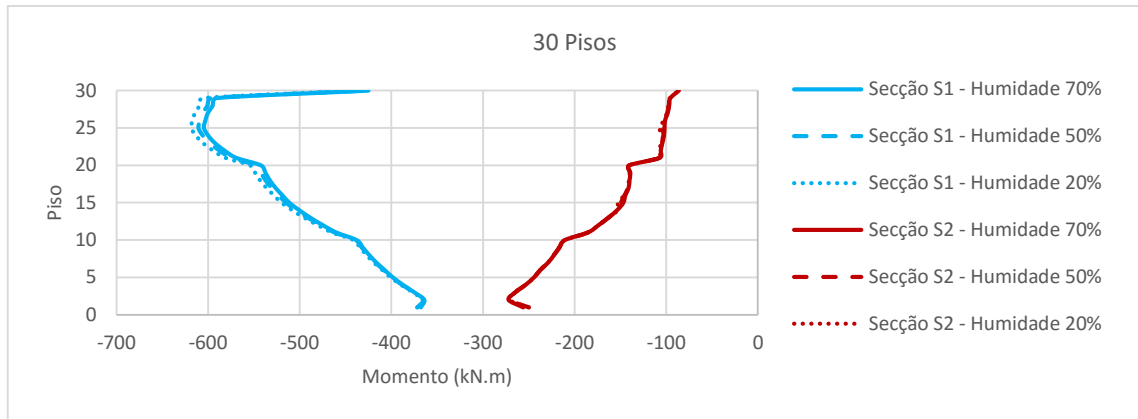


Figura 5.73 - Influência da umidade ambiente no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 30 pisos

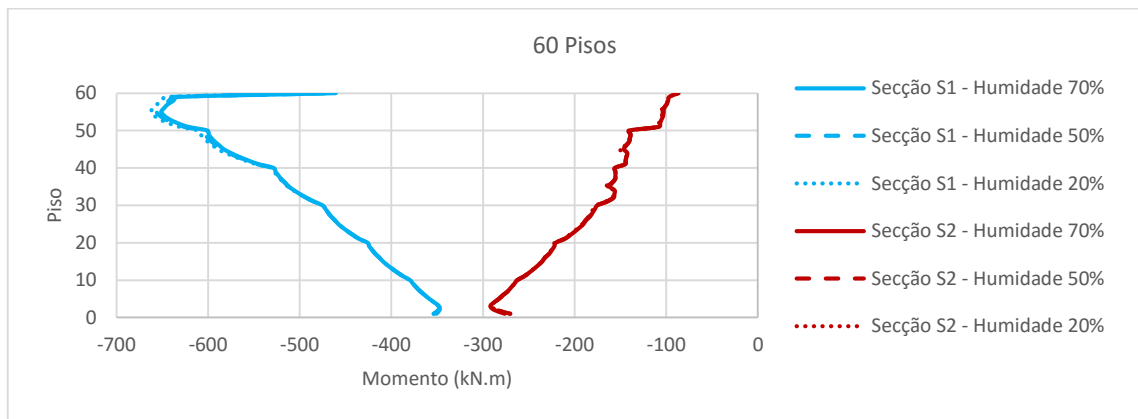


Figura 5.74 - Influência da umidade ambiente no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 60 pisos

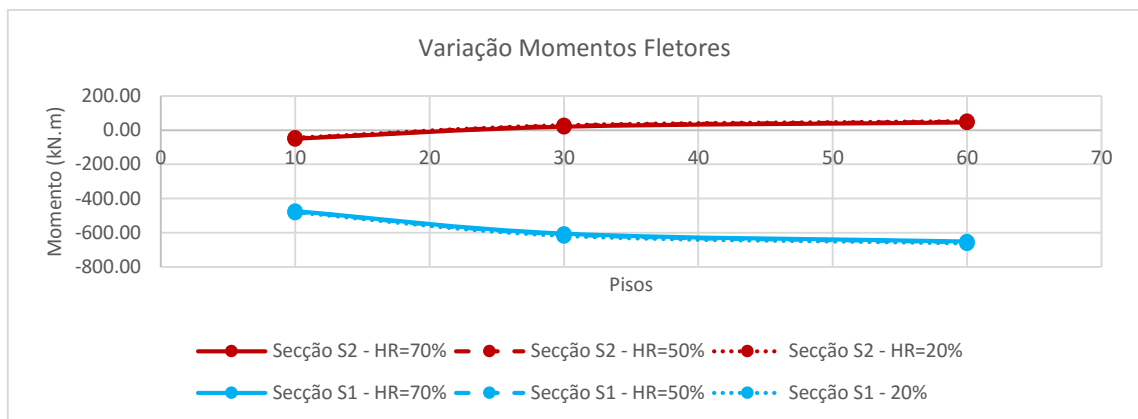


Figura 5.75 – Influência da umidade ambiente no valor do momento fletor dos elementos

Quanto aos esforços transversos, quando se faz variar a umidade relativa, os valores não possuem grandes variações, como se pode verificar nas Figura 5.76, Figura 5.77 e Figura 5.78.

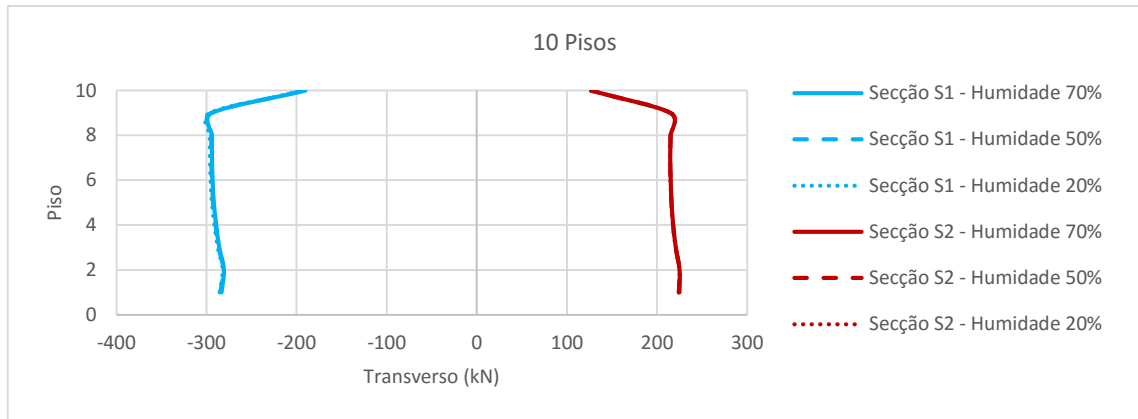


Figura 5.76 - Influência da humidade ambiente no valor do esforço transverso dos elementos horizontais num edifício 10 pisos

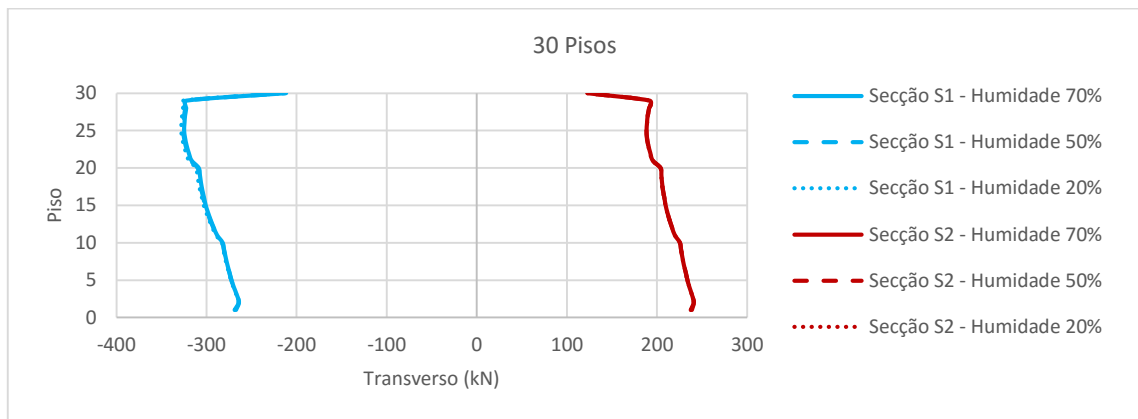


Figura 5.77 - Influência da humidade ambiente no valor do esforço transverso dos elementos horizontais num edifício 30 pisos

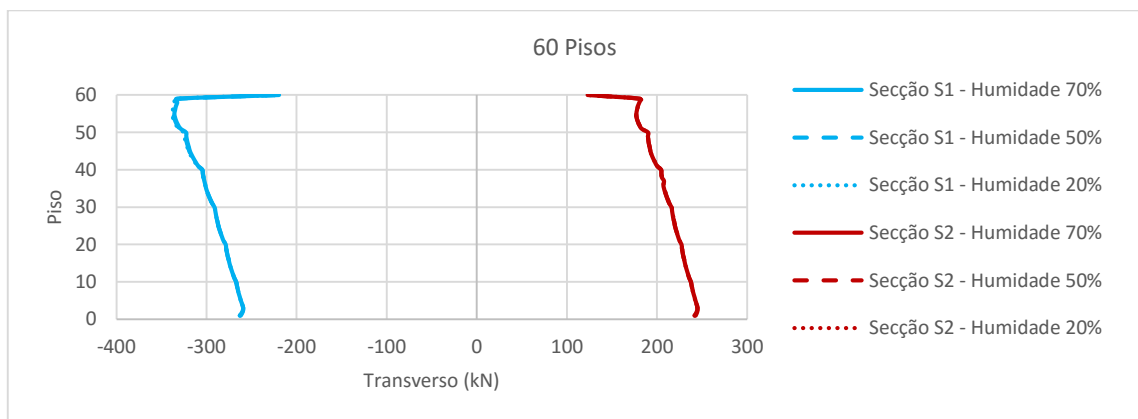


Figura 5.78 - Influência da humidade ambiente no valor do esforço transverso dos elementos horizontais num edifício 60 pisos

5.3.8. CONSIDERAÇÃO DA TENSÃO MÉDIA NOS ELEMENTOS VERTICAIS CONSTANTE

Tendo como base a tensão no núcleo/parede de betão, dimensionou-se as secções de pilares de modo a que a tensão instalada nessa secção seja aproximadamente igual à presente na secção do núcleo. O equilíbrio de tensões entre elementos verticais permite reduzir o encurtamento diferencial, visto que a relação entre cargas e área da secção ficam equilibradas.

As secções utilizadas para esta análise encontram-se presentes no Quadro 5.18.

Quadro 5.18 – Secções consideradas para uma tensão constante

Piso	Secção (m*m)
50-60	1.19*1.19
40-50	1.33*1.33
30-40	1.45*1.45
20-30	1.57*1.57
10-20	1.68*1.68
1-10	1.78*1.78

Como as secções dos pilares viram as suas dimensões sofrer alteração, foi necessário calcular novas armaduras de modo a manter a percentagem em 1%. As novas quantidades são referidas no Quadro 5.19.

Quadro 5.19 – Armadura considerada para tensão constante

Piso	Área elemento (m ²)	Nº varões
50-60	1.4161	28
40-50	1.7689	36
30-40	2.1025	44
20-30	2.4649	52
10-20	2.8224	60
1-10	3.1684	68

Analisando os resultados obtidos para a consideração de uma tensão constante entre os elementos verticais, núcleo e pilares, verifica-se que os seus efeitos são positivos, no que respeita a encurtamentos e esforços sobre elementos horizontais. Como se pode observar nas Figura 5.79, Figura 5.80 e na Figura 5.81, referentes aos encurtamentos para as diferentes alturas de edifícios, a consideração de uma tensão constante permite reduzir substancialmente os encurtamentos relativos aos pilares e encurtamentos diferenciais. Este fenómeno está relacionado com o aumento da secção dos pilares. Na Figura 5.82, apresenta-se a variação dos encurtamentos diferenciais, podendo-se concluir que existe uma grande redução dos encurtamentos diferenciais, apresentando-se no Quadro 5.20, os encurtamentos máximos obtidos.

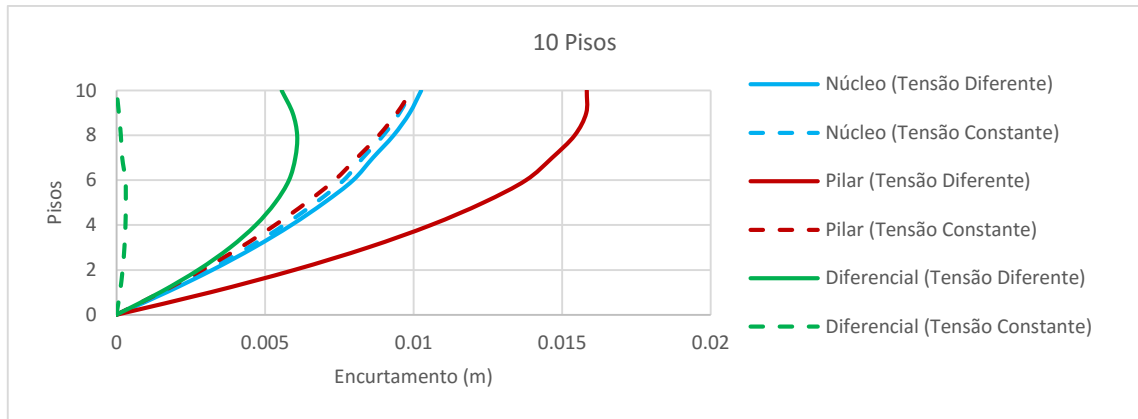


Figura 5.79 - Influência do nível de tensão no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 10 pisos

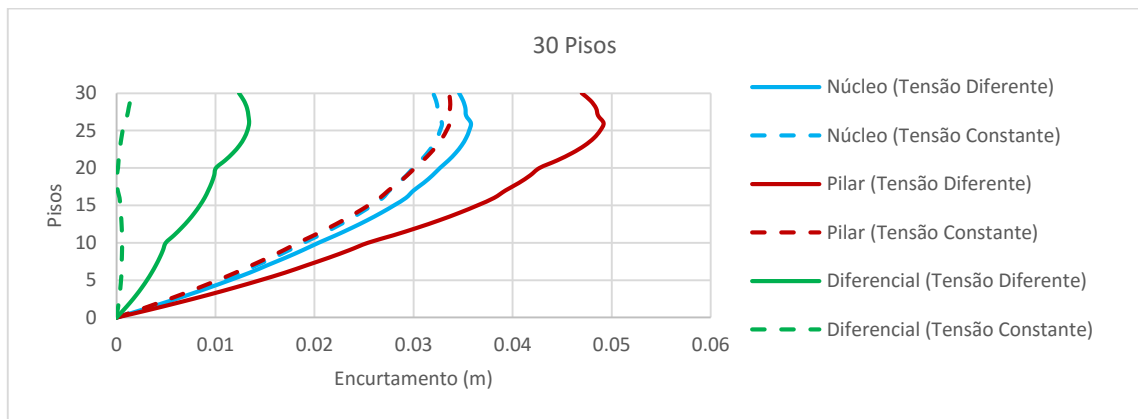


Figura 5.80 - Influência do nível de tensão no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 30 pisos

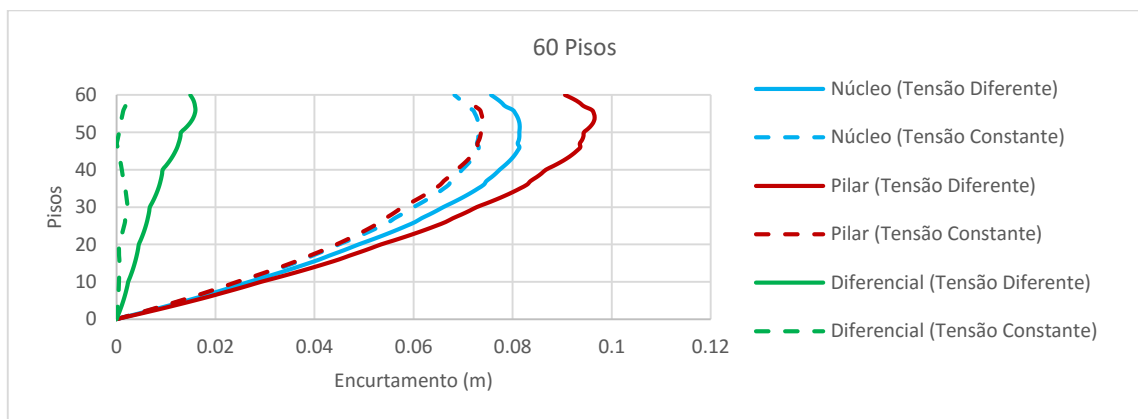


Figura 5.81 - Influência do nível de tensão no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 60 pisos

Quadro 5.20 – Encurtamento axial dos elementos verticais para diversos níveis de tensão

Pisos	Encurtamento(tensão constante) (m)			Encurtamento(tensão diferente) (m)		
	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial
10	0.00993	0.00993	0.00031	0.01026	0.01583	0.00609
30	0.03287	0.03367	0.00158	0.03578	0.04917	0.01339
60	0.07317	0.07393	0.00242	0.08141	0.09655	0.01596

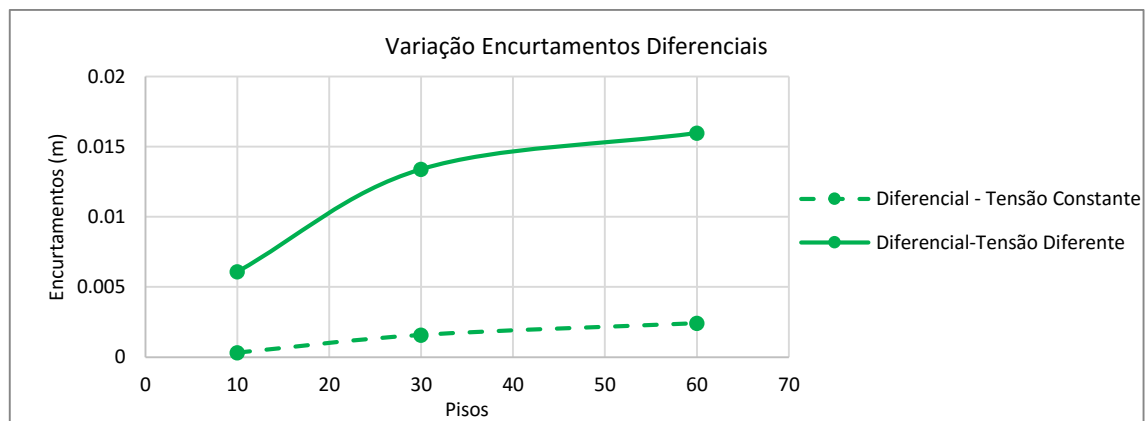


Figura 5.82 - Influência do nível de tensão no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos

Quanto à envolvente de esforços, pode-se observar entre as Figura 5.83 a Figura 5.88, que os valores respeitantes aos momentos flectores, tomam agora valores equilibrados quando comparados com a utilização de uma tensão diferente. Este comportamento é explicado pelo maior grau de encastramento transmitido pelos pilares. No que respeita aos esforços transversos, em todos os casos dá-se um aumento desse valor, na secção S2, e uma diminuição na secção S1, sendo este comportamento explicado pela maior preponderância dos pilares em receber cargas axiais.

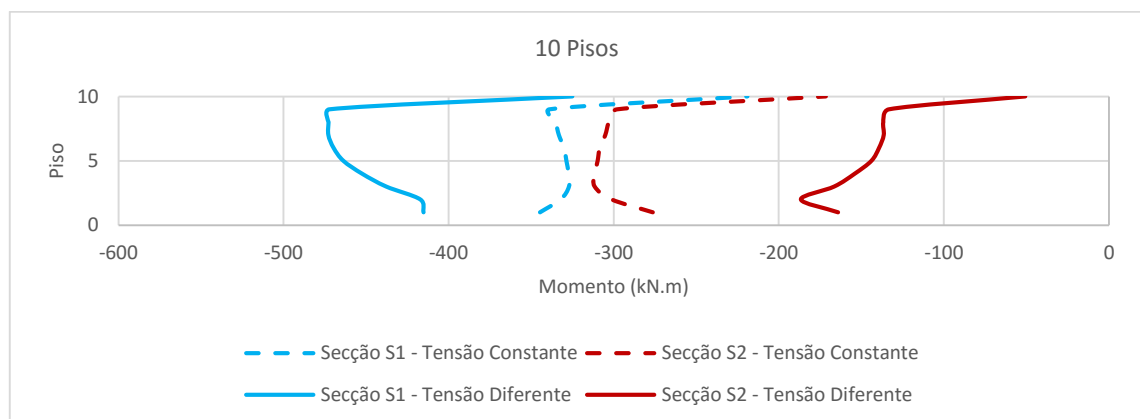


Figura 5.83 - Influência do nível de tensão no valor do momento fletor elementos horizontais num edifício 10 pisos

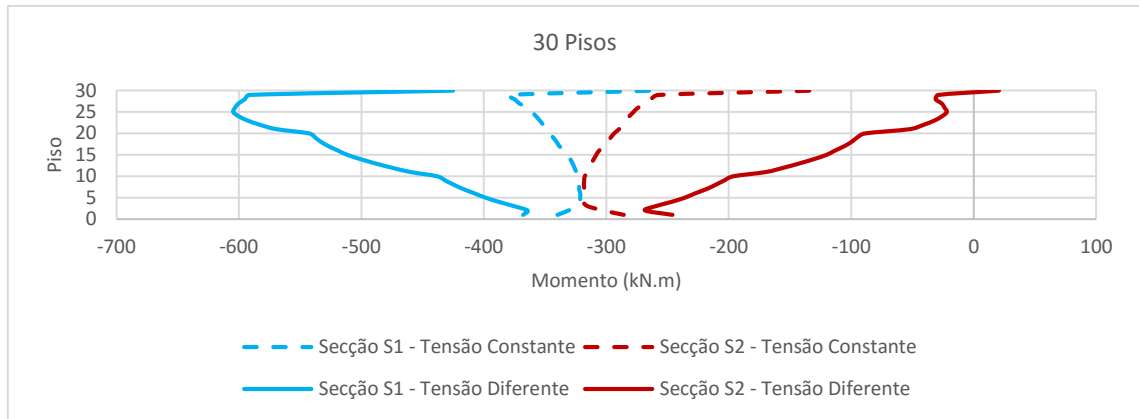


Figura 5.84 - Influência do nível de tensão no valor do momento fletor elementos horizontais num edifício 30 pisos

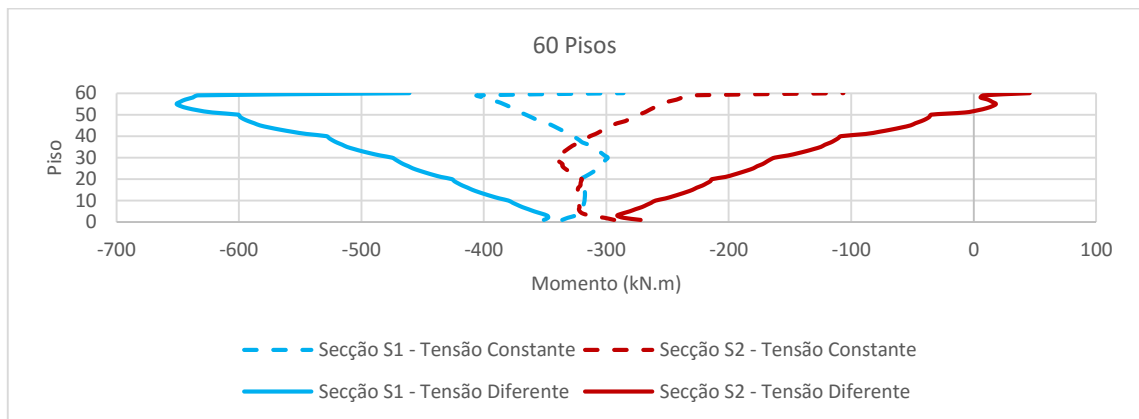


Figura 5.85 - Influência do nível de tensão no valor do momento fletor elementos horizontais num edifício 60 pisos

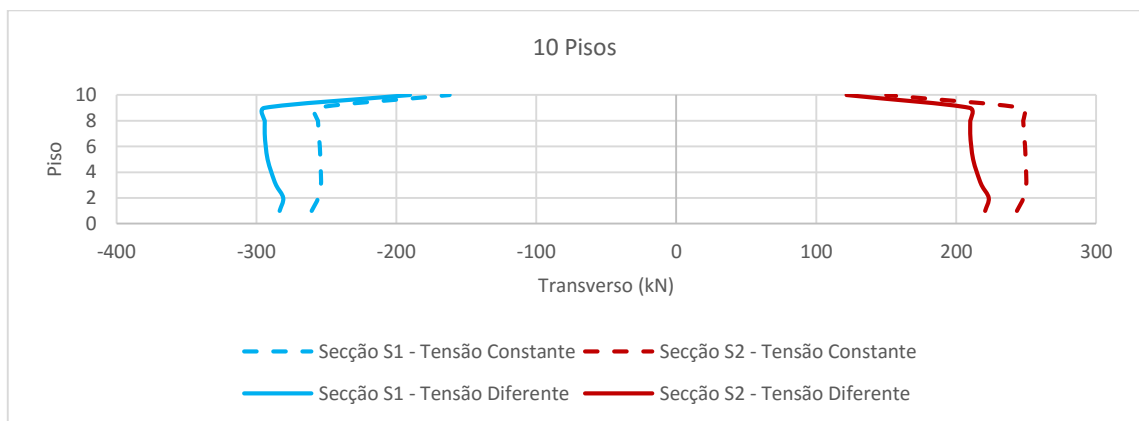


Figura 5.86 - Influência do nível de tensão no valor do esforço transverso nos elementos horizontais num edifício 10 pisos

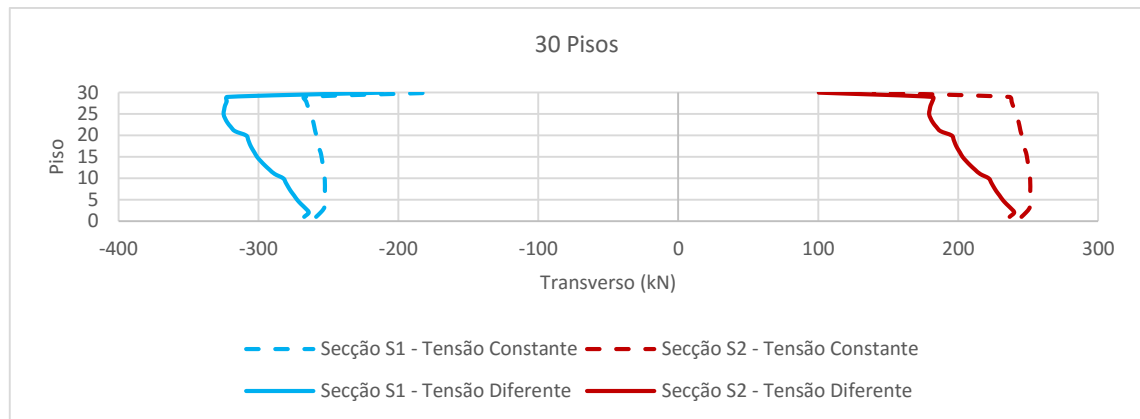


Figura 5.87 - Influência do nível de tensão no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 30 pisos

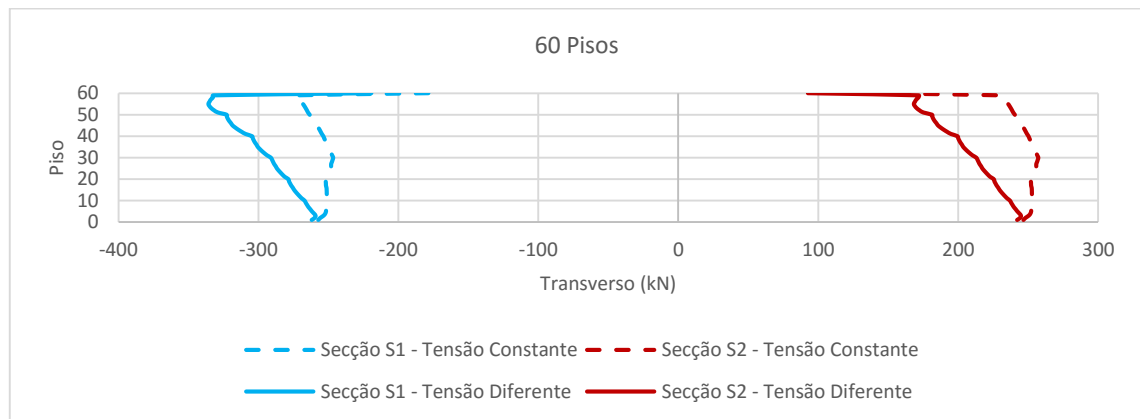


Figura 5.88 - Influência do nível de tensão no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 60 pisos

5.3.9. CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO TEMPO DE EXECUÇÃO POR PISO

A variação do tempo de execução por piso é importante no sentido de verificar a influência que diferentes ritmos de construção têm com a evolução das propriedades dos materiais e com isto a resposta da estrutura sob a forma de encurtamentos dos elementos verticais e envolvente de esforços dos elementos horizontais. Assim consideram-se 3 diferentes durações de construção por piso apresentadas no Quadro 5.21.

Quadro 5.21 – Tempos de execução por piso

Tempo de execução por piso	Duração base	7 dias
	Maior duração	14 dias
	Menor duração	3 dias

Analisando os resultados obtidos, para os casos de número de pisos, verifica-se que, no que toca a encurtamento axiais e diferenciais de elementos verticais, a adoção de menores tempos de execução por

piso, traduzem-se em maiores encurtamentos, sendo que estes aumentam cerca de 10-20% em todos os casos. Quanto à adoção de tempos de execução, de 14 dias por piso, estes conduzem a menores encurtamentos, sendo esta redução na ordem dos 15% em todos os casos estudados.

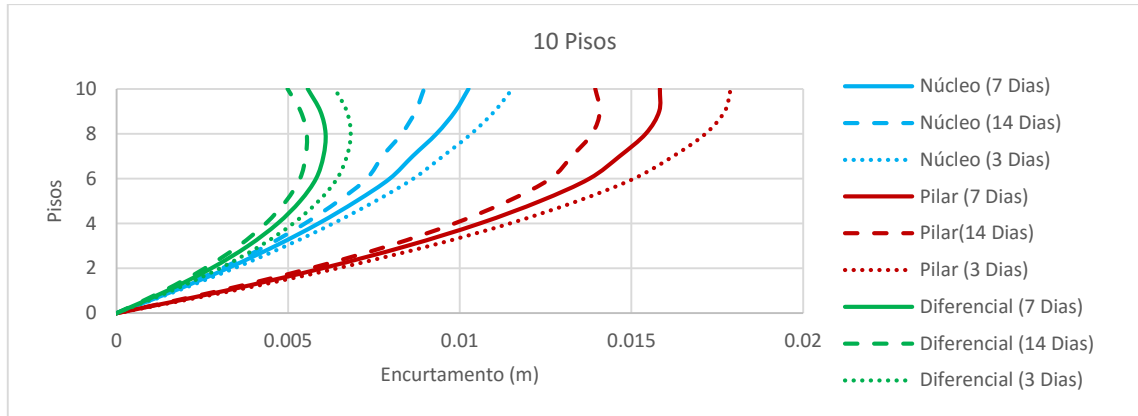


Figura 5.89 - Influência do nível do tempo de execução no valor do encurtamento axial nos elementos verticais num edifício 10 pisos

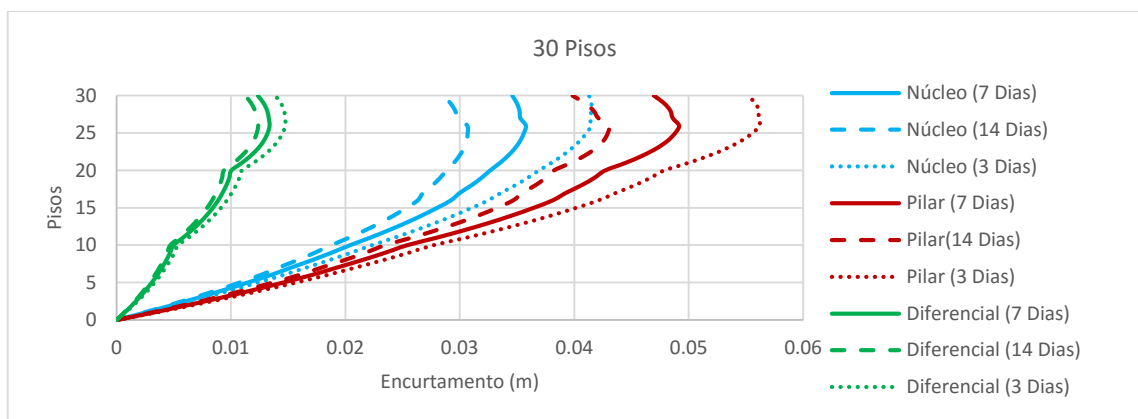


Figura 5.90 - Influência do nível do tempo de execução no valor do encurtamento axial nos elementos verticais num edifício 30 pisos

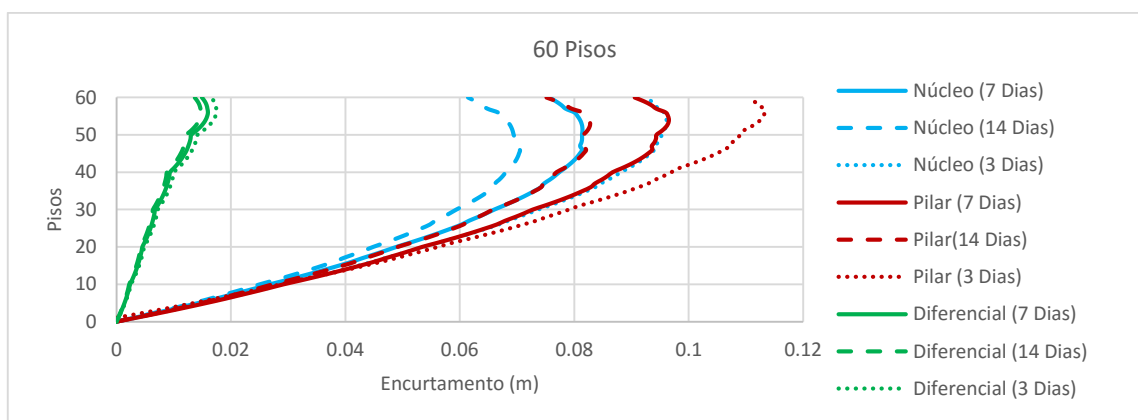


Figura 5.91 - Influência do nível do tempo de execução no valor do encurtamento axial nos elementos verticais num edifício 60 pisos

Os valores máximos de encurtamentos registados encontram-se no Quadro 5.22, tendo ainda como representação dos encurtamentos para as diferentes alturas as Figura 5.89, Figura 5.90 e Figura 5.91. Nas Figura 5.92 e Figura 5.93, pode-se verificar a tendência de variação dos encurtamentos diferenciais, podendo-se aferir que, existe uma maior variação para menores tempos de execução (dos 7 dias para os 3 dias) e quando se passa dos 10Pisos para os 30Pisos.

Quadro 5.22 – Encurtamento axial dos elementos verticais para diversos tempos de execução

Pisos	3 dias			14 dias			7 dias		
	Encurtamento(m)			Encurtamento(m)			Encurtamento(m)		
	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial
10	0.01153	0.01789	0.00682	0.00896	0.01408	0.00554	0.01026	0.01583	0.00609
30	0.04150	0.05621	0.01475	0.03069	0.04303	0.01238	0.03578	0.04917	0.01339
60	0.09612	0.11328	0.01748	0.07050	0.08278	0.01484	0.08141	0.09655	0.01596

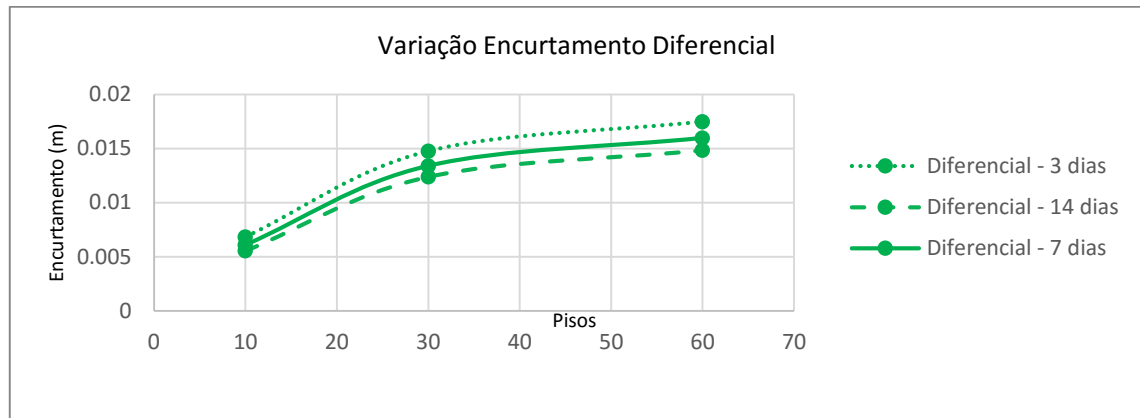


Figura 5.92 - Influência do nível do tempo de execução no valor do encurtamento axial diferencial nos elementos verticais

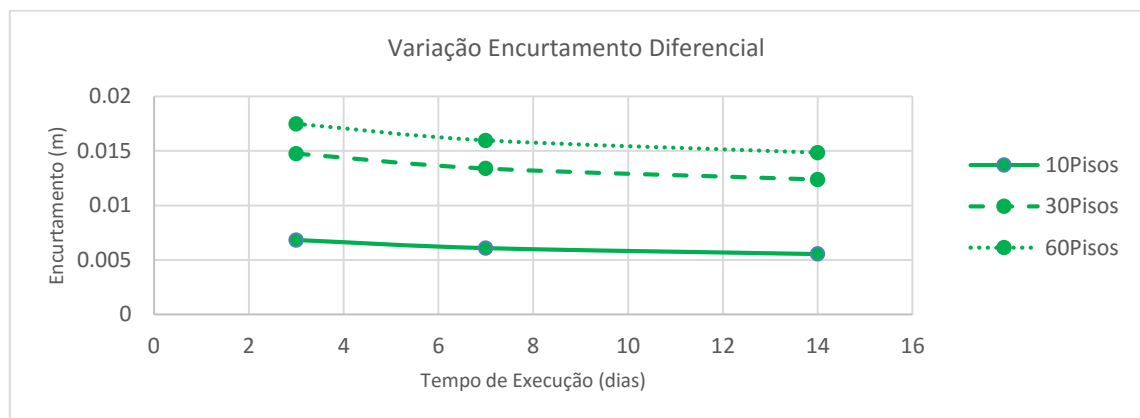


Figura 5.93 - Influência do nível do tempo de execução no valor do encurtamento axial diferencial nos elementos verticais

No que concerne aos esforços a que os elementos horizontais estão sujeitos, estes encontram-se presentes nas Figura 5.94 a Figura 5.100. Analisando os momentos fletores na secção S1, observa-se

que um aumento do tempo de execução por piso, conduz a menores momentos. Já no que respeita aos momentos na secção S2, um aumento do tempo de execução, traduz-se em menores momentos nessa secção.

Na Figura 5.97, apresenta-se a tendência de aumento dos momentos fletores, verificando-se que, existe uma maior variação, embora pequena, da passagem dos 3 dias para os 7 dias.

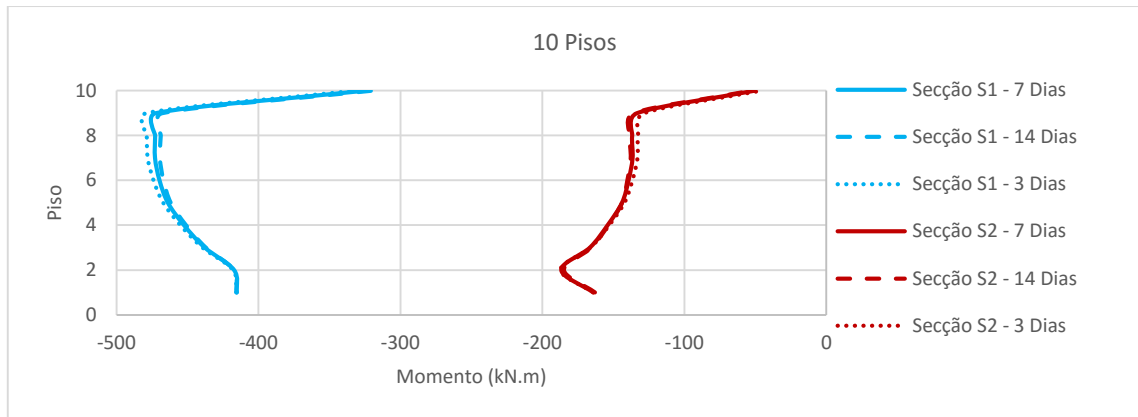


Figura 5.94 - Influência do nível do tempo de execução no valor do momento fletor nos elementos horizontais num edifício 10 pisos

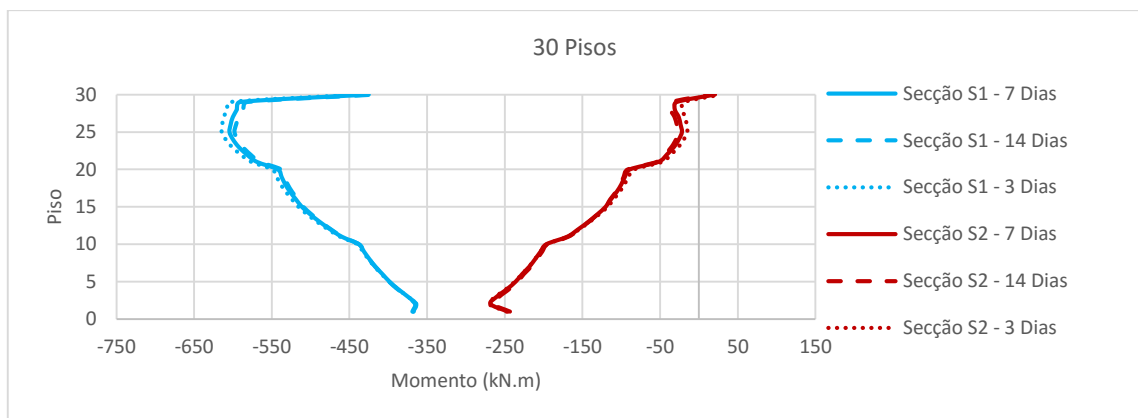


Figura 5.95 - Influência do nível do tempo de execução no valor do momento fletor nos elementos horizontais num edifício 30 pisos

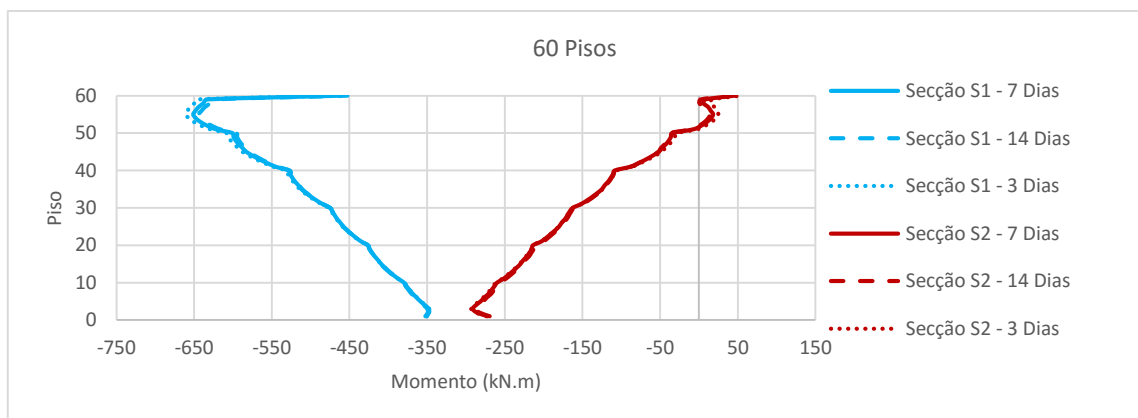


Figura 5.96 - Influência do nível do tempo de execução no valor do momento fletor nos elementos horizontais num edifício 60 pisos

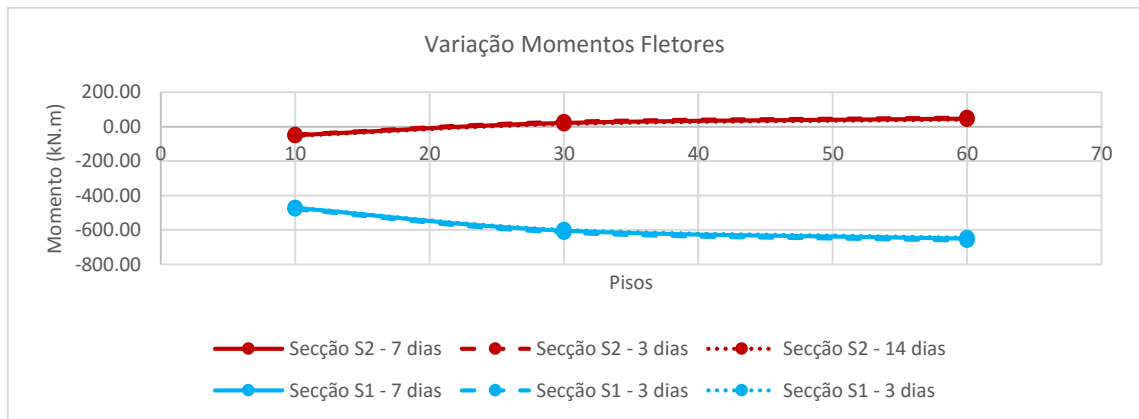


Figura 5.97 – Influência do nível do tempo de execução no valor do momento fletor nos elementos horizontais

Os esforços transversos nessas ligações, apresentam a mesma tendência que os momentos fletores, isto é, diminuem quando o tempo de execução dos pisos aumenta. Estes resultados podem ser explicados pelos fenómenos reológicos do betão, de fluência e retração, que são reduzidos ou aumentados, dependendo da idade de carregamento que varia com o tempo de execução por piso.

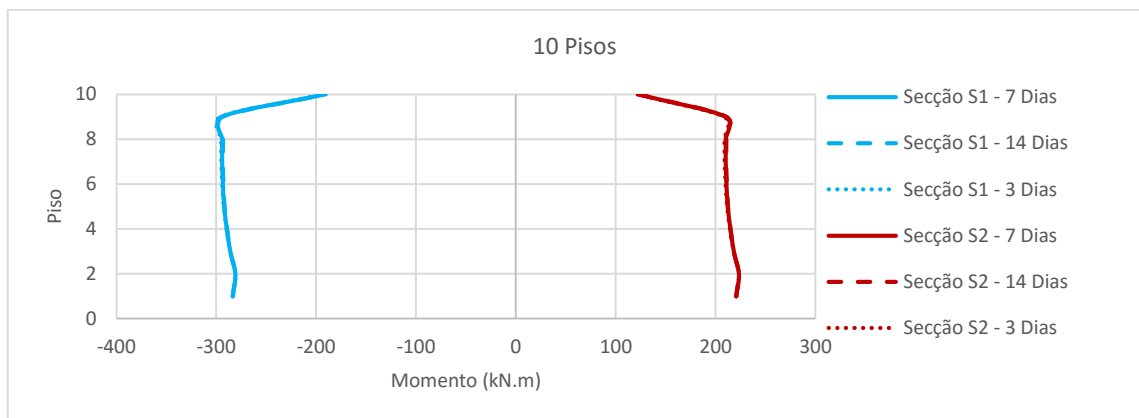


Figura 5.98 - Influência do nível do tempo de execução no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 10 pisos

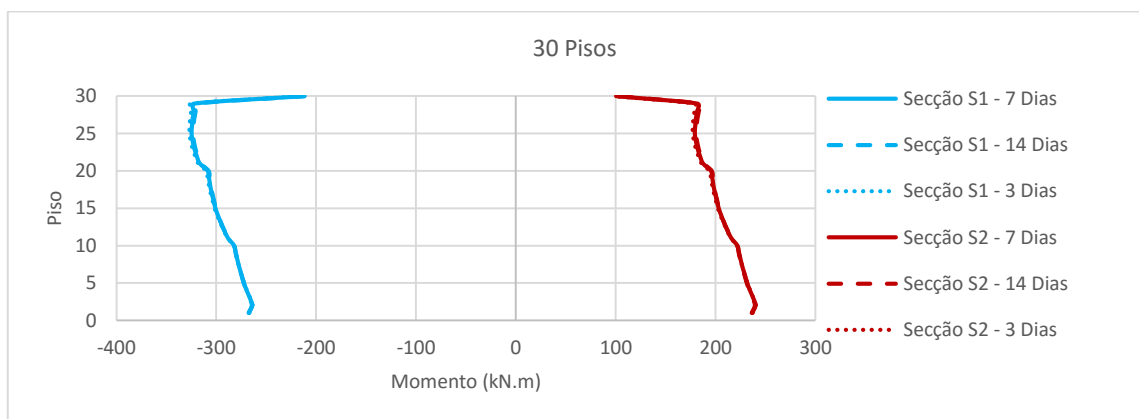


Figura 5.99 - Influência do nível do tempo de execução no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 30 pisos

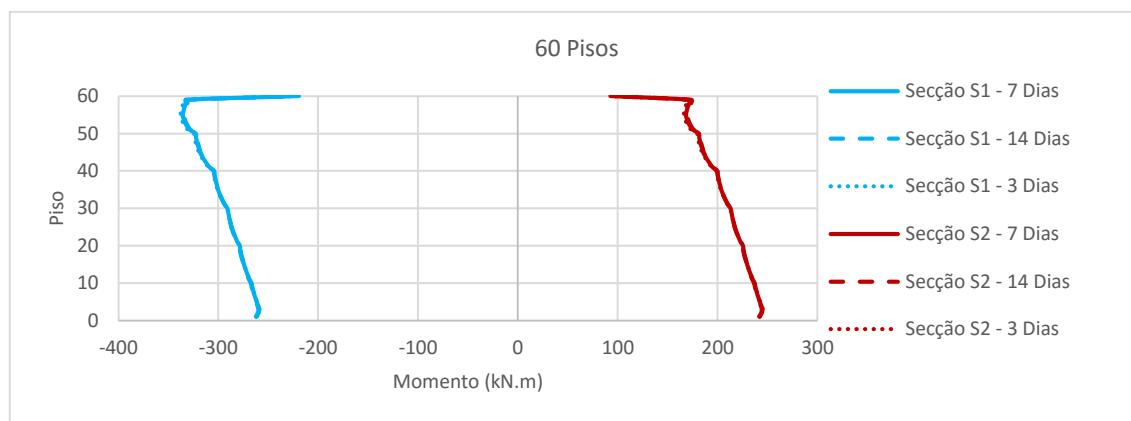


Figura 5.100 - Influência do nível do tempo de execução no valor do esforço transverso nos elementos horizontais num edifício 60 pisos

5.3.10. CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DE INÉRCIA DE VIGAS

A variação da inércia das vigas tem como objetivo verificar a influência da rigidez destas na distribuição de esforços pelos elementos verticais. Assim alterou-se as vigas para uma secção representada por 1.0m de altura e 0.5m de base, correspondendo estas dimensões a aproximadamente 5 vezes a inércia do caso base. Recordar-se que nesta análise não foi considerado o efeito de uma eventual fissuração, sendo o comportamento do material admitido como elástico-linear.

A partir dos resultados obtidos, verifica-se no que concerne aos encurtamentos axiais, que os representativos dos deslocamentos dos pilares, sofrem uma pequena redução, cerca de 3%, enquanto que os encurtamentos referentes ao deslocamento do núcleo, vêm o seu valor ser incrementado, na ordem dos 8%, para todos os casos estudados, em todos os níveis de pisos. Analisando os encurtamentos diferenciais, verifica-se que estes diminuem, 20% para 10 pisos e de 40% e 47% para os casos de 30 e 60 pisos respetivamente, o que pode ser explicado por uma aproximação dos encurtamentos vividos pelos pilares e núcleo. O facto de os encurtamentos do núcleo aumentarem está relacionado com um maior esforço axial proveniente de um ligeiro aumento da carga aplicada (peso próprio da viga) e de uma maior transferência de carga do pilar para o núcleo em virtude do aumento da rigidez da viga que tende a compatibilizar mais os deslocamentos verticais dos seus apoios. Nas Figura 5.101, Figura 5.102 e Figura 5.103, encontra-se apresentadas o desenvolvimento apresentado anteriormente, onde se pode verificar, com mais acuidade os resultados descritos. Na Figura 5.104, apresenta-se a tendência de variação do encurtamento diferencial.

No Quadro 5.23 apresenta-se os deslocamentos máximos, axiais e diferenciais, registados para cada caso.

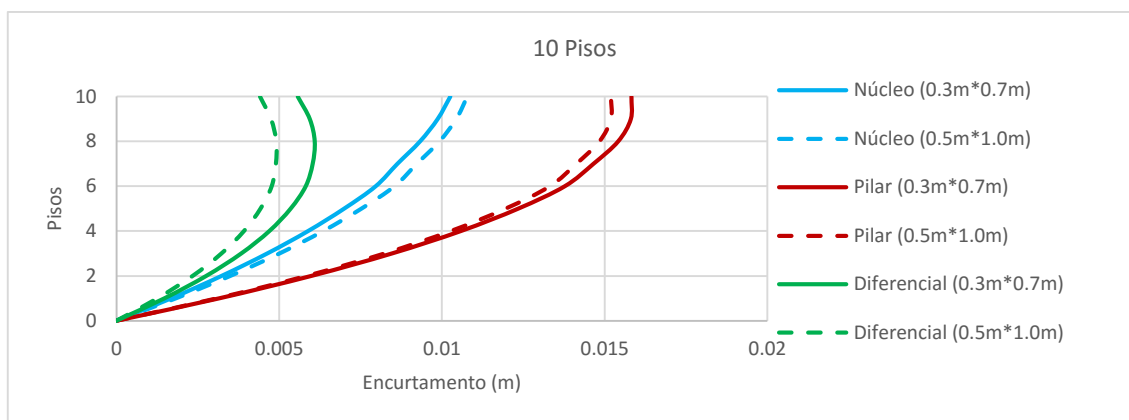


Figura 5.101 - Influência da inércia das vigas no valor do encurtamento axial nos elementos verticais num edifício 10 pisos

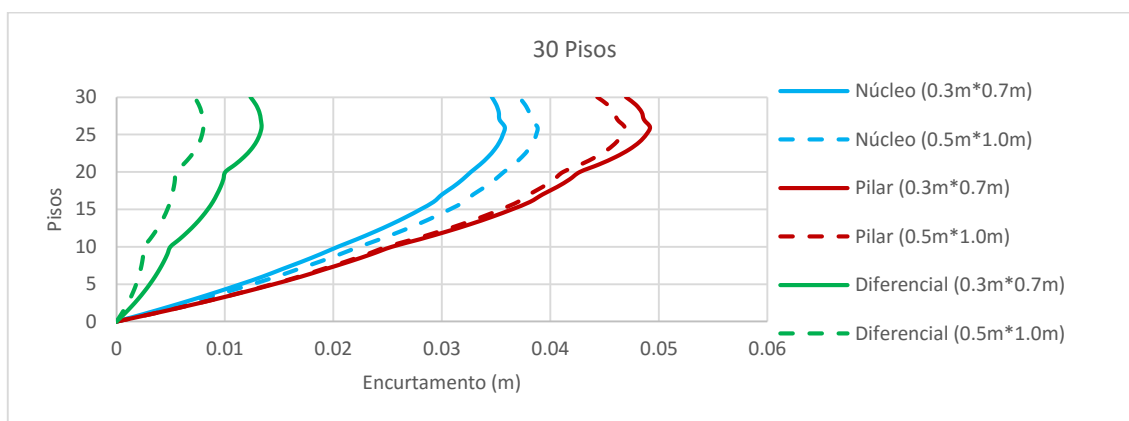


Figura 5.102 - Influência da inércia das vigas no valor do encurtamento axial nos elementos verticais num edifício 30 pisos

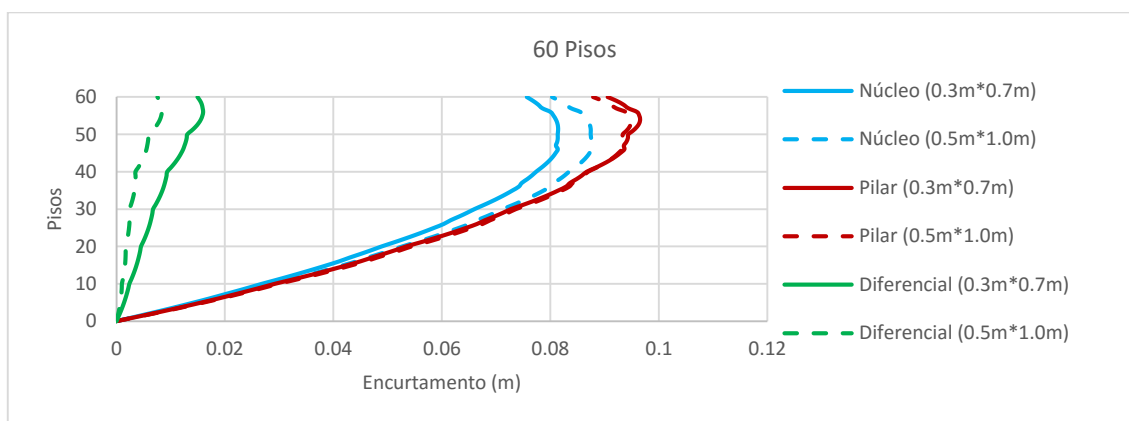


Figura 5.103 - Influência da inércia das vigas no valor do encurtamento axial nos elementos verticais num edifício 60 pisos

Quadro 5.23 – Encurtamento axial dos elementos verticais considerando diferentes valores para a inércia de vigas

Pisos	Encurtamento(0.5m*1.0m) (m)			Encurtamento(0.3m*0.7m) (m)		
	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial
10	0.01078	0.01520	0.00491	0.01026	0.01583	0.00609
30	0.03882	0.04682	0.00801	0.03578	0.04917	0.01339
60	0.08762	0.09482	0.00836	0.08141	0.09655	0.01596

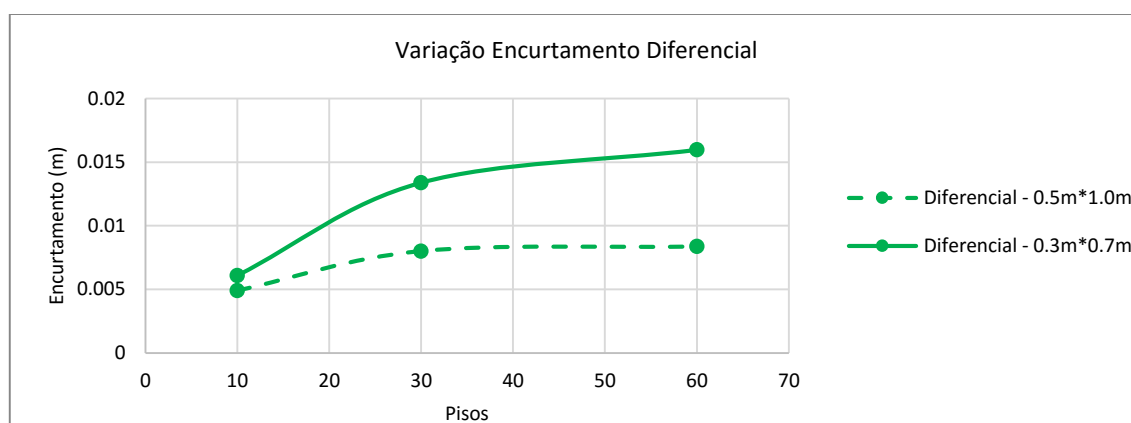


Figura 5.104 - Influência da inércia das vigas no valor do encurtamento axial diferencial nos elementos

Relativamente aos esforços sobre os elementos horizontais, representados nas Figura 5.105 a Figura 5.110, verifica-se que no que respeita aos esforços na secção S1, estes têm o seu valor aumentado para todos os casos analisados e para todos os níveis de piso. A parte referente aos esforços na secção S2 tem tendência a diminuir.

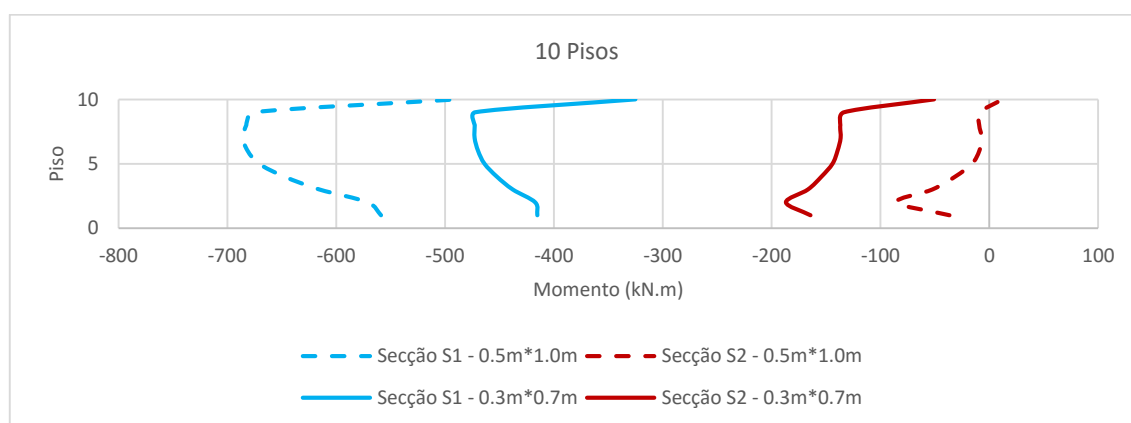


Figura 5.105 - Influência da inércia das vigas no valor do momento fletor nos elementos horizontais num edifício 10 pisos

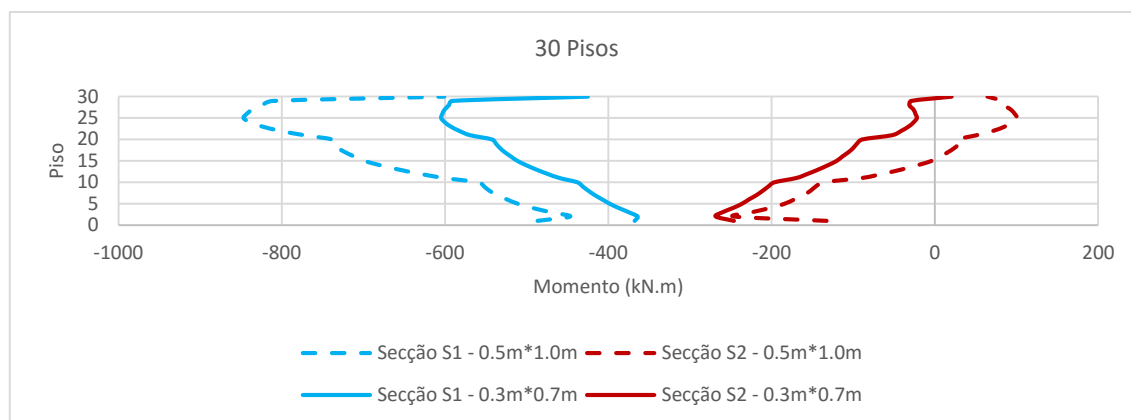


Figura 5.106 - Influência da inércia das vigas no valor do momento fletor nos elementos horizontais num edifício 30 pisos

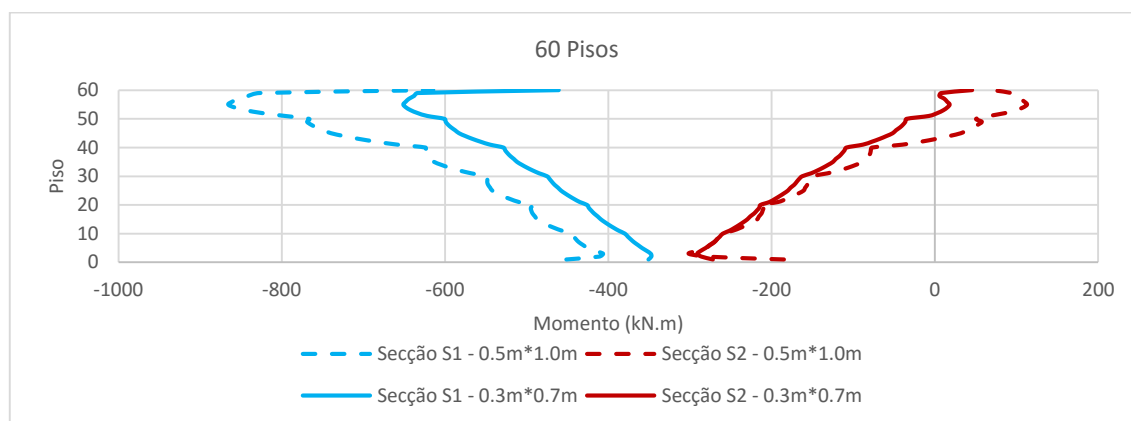


Figura 5.107 - Influência da inércia das vigas no valor do momento fletor nos elementos horizontais num edifício 60 pisos

Os esforços transversos seguem a mesma linha de tendência dos momentos, aumentando na secção S1 e diminuindo na secção S2.

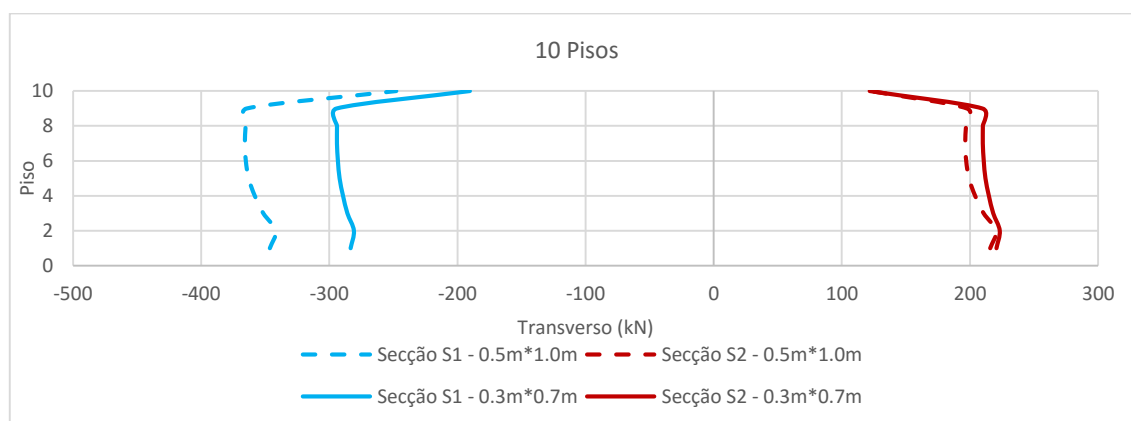


Figura 5.108 - Influência da inércia das vigas no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 10 pisos

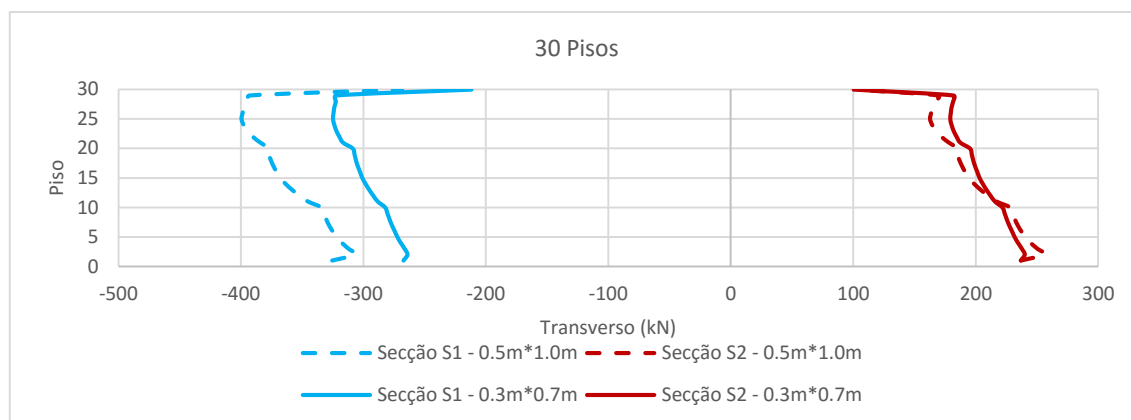


Figura 5.109 - Influência da inércia das vigas no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 30 pisos

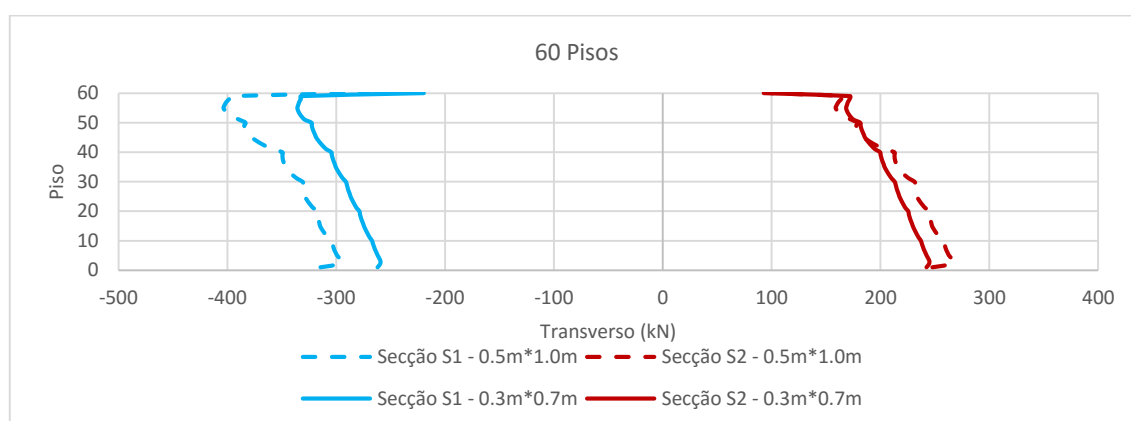


Figura 5.110 - Influência da inércia das vigas no valor do esforço transversal nos elementos horizontais num edifício 60 pisos

5.3.11. CONSIDERAÇÃO DA VARIAÇÃO DO VÃO ENTRE ELEMENTOS VERTICAIS

A intenção da variação do vão livre entre elementos verticais é analisar o seu impacto nos encurtamentos vivenciados por esses mesmos elementos. Nesta análise considerou-se que a dimensão do núcleo se ajustava com o vão presente no pórtico, isto é, na consideração de um vão entre elementos verticais de 4 metros atribuiu-se ao núcleo uma dimensão de 4 metros, o mesmo princípio foi aplicado quando o vão era de 16 metros. Como as dimensões do pórtico foram alteradas, houve a necessidade de se calcular novamente as dimensões das vigas e pilares.

5.3.11.1. Vão entre elementos verticais de 4 metros

As dimensões do núcleo foram pré-estabelecidas e encontram-se representadas no Quadro 5.24. as dimensões dos pilares foram calculadas para a combinação de estado limite último segundo o procedimento e verificações já apresentadas e encontram-se no

Quadro 5.25. as armaduras associadas às novas secções apresentadas encontram-se no Quadro 5.26. Na determinação do número de varões considerou-se um diâmetro por varão de 25mm. As dimensões da viga foram obtidas segundo o procedimento já descrito.

$$M_{ed} = \frac{90.9 \cdot 4^2}{10} = 145.44 \text{ kN.m} \quad (5.20.)$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{M_{ed}}{0.1 \cdot f_{cd}}} = 0.44 \text{ m} \quad (5.21.)$$

Pelos cálculos efetuados considerou-se uma secção representada por uma altura de 45cm de altura e 20cm de base, com uma altura útil de 42cm.

Quadro 5.24 - Dimensões do núcleo para um vão livre de 4 metros

Pisos	Comprimento (m)	Espessura (m)
1-10	4	0.675
10-20		0.6
20-30		0.625
30-40		0.45
40-50		0.375
50-60		0.3

Quadro 5.25 - Dimensões dos pilares para um vão de 4 metros

Piso	Secção (m*m)
50-60	0.40*0.40
40-50	0.56*0.56
30-40	0.69*0.69
20-30	0.80*0.80
10-20	0.89*0.89
1-10	0.97*0.97

Quadro 5.26 – N° de varões associados a cada secção para um vão de 4 metros

	Piso	Área elemento (m²)	Nº varões
Núcleo	50-60	1.2	38
	40-50	1.5	50
	30-40	1.8	60
	20-30	2.1	68
	10-20	2.4	76
	1-10	2.7	84
Pilar	50-60	0.16	8
	40-50	0.3136	12
	30-40	0.4761	16
	20-30	0.64	24
	10-20	0.7921	28
	1-10	0.9409	32

5.3.11.2. Vão entre elementos verticais de 16 metros

As dimensões do núcleo foram pré-estabelecidas e encontram-se representadas no Quadro 5.27 as dimensões dos pilares foram calculadas para a combinação de estado limite último segundo o procedimento e verificações já apresentadas e encontram-se no Quadro 5.28. as armaduras associadas às novas secções apresentadas encontram-se no Quadro 5.29. Na determinação do número de varões considerou-se um diâmetro por varão de 25mm. As dimensões da viga foram obtidas segundo o procedimento já descrito.

$$M_{ed} = \frac{90.9 \cdot 16^2}{10} = 2327.04 \text{ kN.m} \quad (5.22.)$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{M_{ed}}{0.1 \cdot f_{cd}}} = 1.118 \text{ m} \quad (5.23.)$$

Pelos cálculos efetuados considerou-se uma secção representada por uma altura de 1.15m de altura e 0.45m de base, com uma altura útil de 1.1m.

Quadro 5.27 - Dimensões do núcleo para um vão livre de 16 metros

Pisos	Comprimento (m)	Espessura (m)
1-10	16	0.675
10-20		0.6
20-30		0.625
30-40		0.45
40-50		0.375
50-60		0.3

Quadro 5.28 - Dimensões dos pilares para um vão de 16 metros

Piso	Secção (m*m)
50-60	0.72*0.72
40-50	1.02*1.02
30-40	1.25*1.25
20-30	1.44*1.44
10-20	1.61*1.61
1-10	1.76*1.76

Quadro 5.29 – N° de varões associados a cada secção para um vão de 16 metros

	Piso	Área elemento (m²)	Nº varões
Núcleo	50-60	4.8	98
	40-50	6	122
	30-40	7.2	148
	20-30	8.4	172
	10-20	9.6	196
	1-10	10.8	224
Pilar	50-60	0.5184	12
	40-50	1.0404	24
	30-40	1.5625	28
	20-30	2.0736	44
	10-20	2.5621	56
	1-10	3.0976	64

Perante os resultados obtidos, para a variação do vão entre elementos verticais, verifica-se através da observação das Figura 5.111, Figura 5.112 e Figura 5.113, que a adoção de um vão de vigas superior, conduz a um maior diferencial de encurtamentos. Quanto aos encurtamentos axiais dos elementos, verifica-se que no caso dos pilares, a tendência de aumentar o vão, conduz a maiores encurtamentos, enquanto que a variação do encurtamento axial do núcleo não é clara.

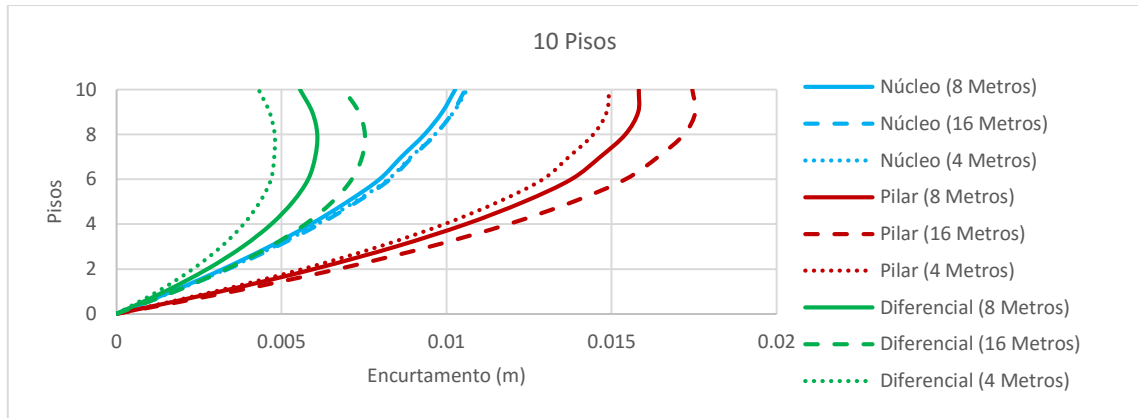


Figura 5.111 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 10 pisos

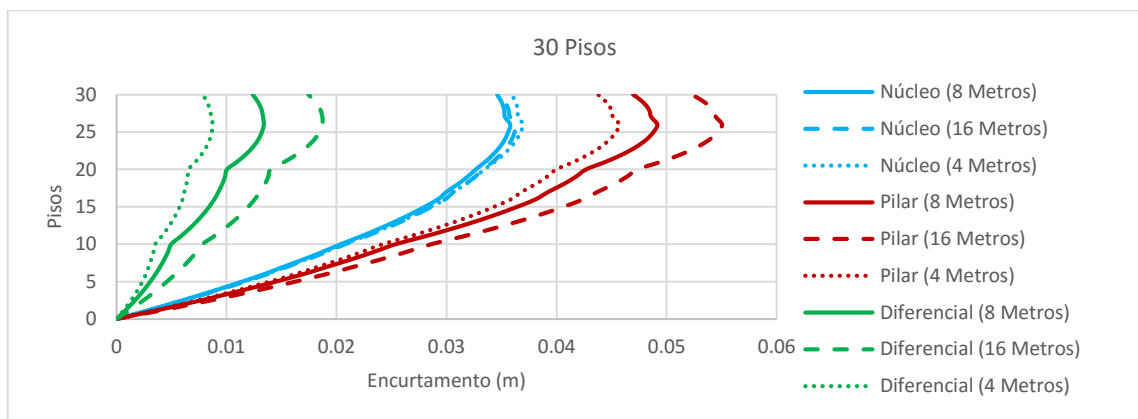


Figura 5.112 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 30 pisos

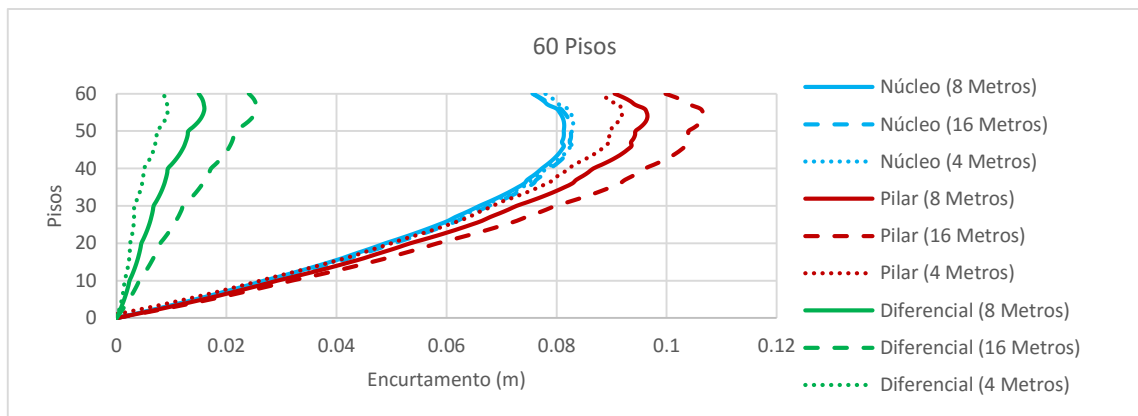


Figura 5.113 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do encurtamento axial dos elementos verticais num edifício 60 pisos

No Quadro 5.30, apresenta-se os encurtamentos máximos registados para cada caso, podendo-se verificar na Figura 5.114, a variação dos encurtamentos diferenciais para a variação do vão de vigas, para os diferentes casos.

Quadro 5.30 – Encurtamento axial de elementos verticais para diferentes vãos entre elementos verticais

Pisos	4 metros			16 metros			8 metros		
	Encurtamento (m)			Encurtamento (m)			Encurtamento (m)		
	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial	Núcleo	Pilar	Diferencial
10	0.01062	0.01493	0.00479	0.01056	0.01754	0.00753	0.01026	0.01583	0.00609
30	0.03698	0.04572	0.00874	0.03632	0.05504	0.01871	0.03578	0.04917	0.01339
60	0.08300	0.09193	0.00938	0.08279	0.10678	0.02547	0.08141	0.09655	0.01596

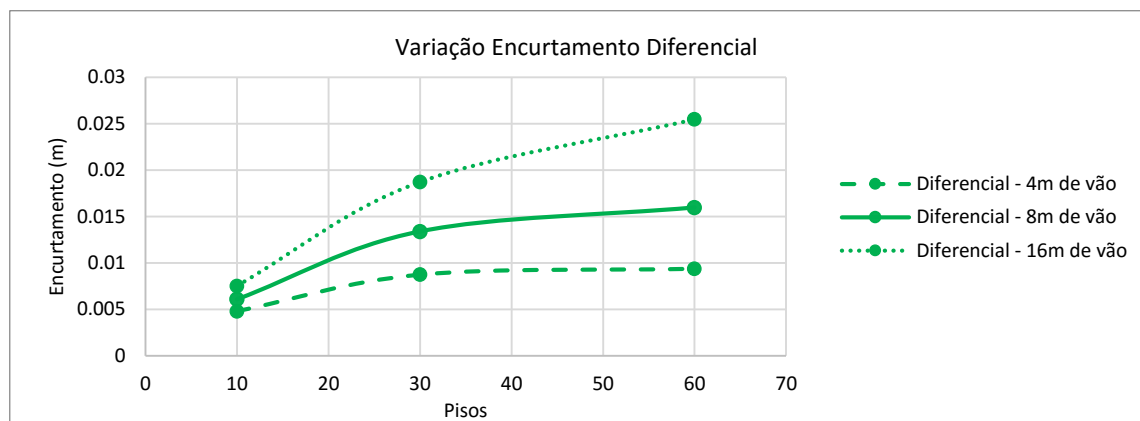


Figura 5.114 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do encurtamento axial diferencial dos elementos verticais

Quanto aos esforços na viga, presentes nas Figura 5.115 a Figura 5.120, verifica-se que, maiores vãos entre elementos verticais conduzem, naturalmente, a maiores momentos fletores e esforços transversos, que na secção S1 quer na secção S2, podendo ser explicado por uma maior carga aplicada sobre as vigas.

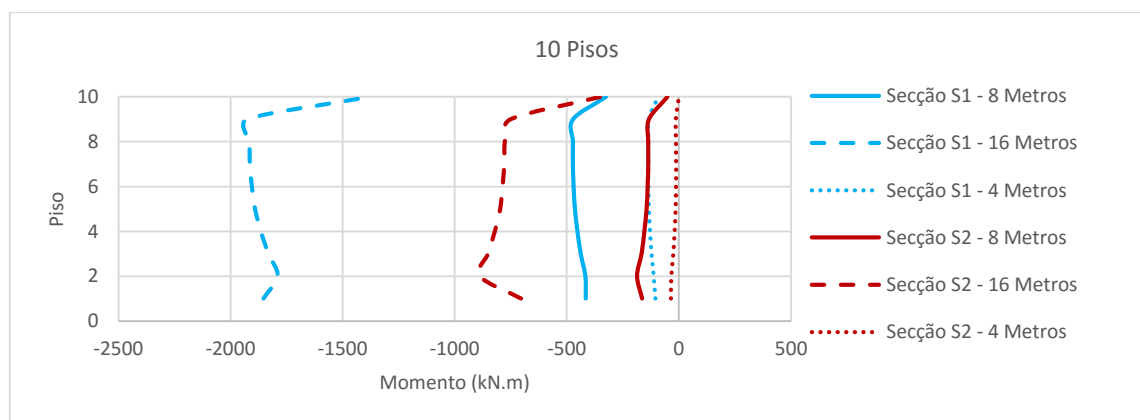


Figura 5.115 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 10 pisos

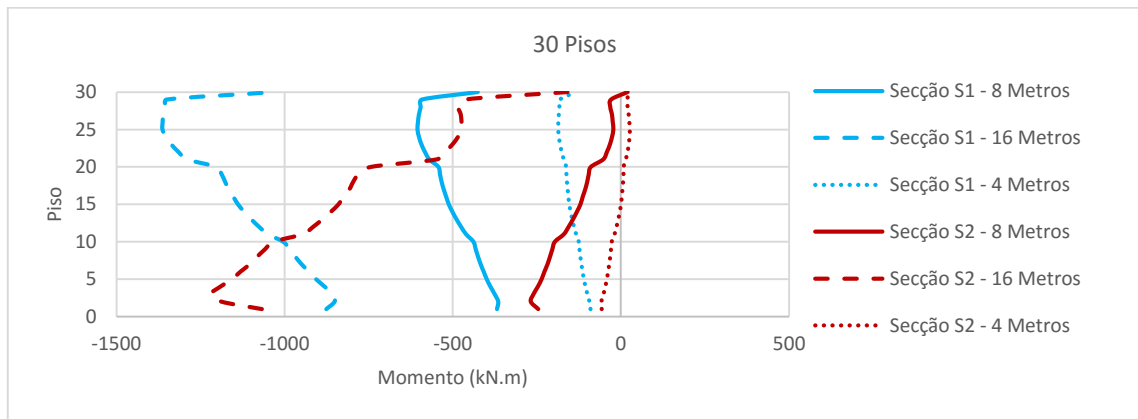


Figura 5.116 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 30 pisos

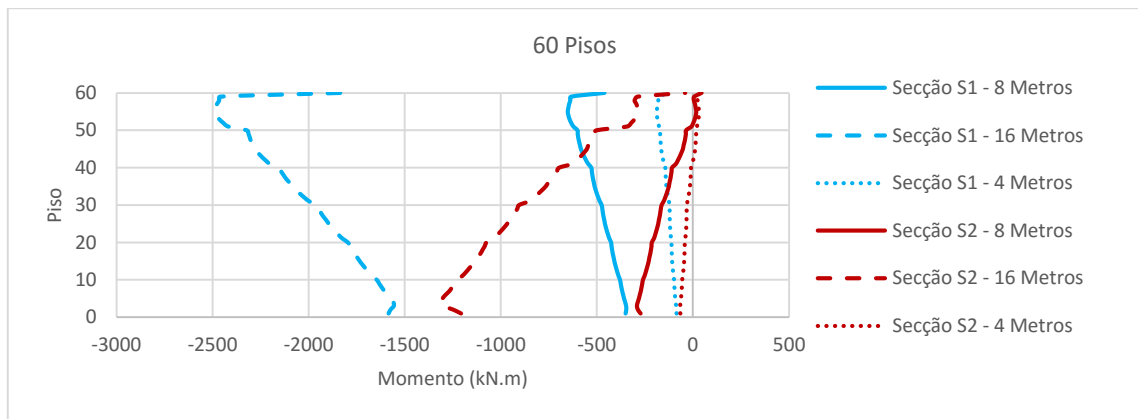


Figura 5.117 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do momento fletor dos elementos horizontais num edifício 60 pisos

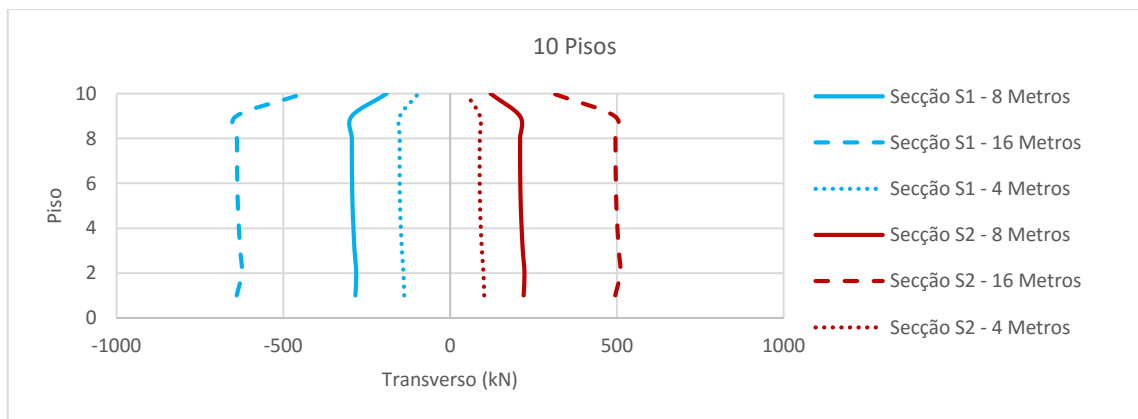


Figura 5.118 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do esforço transverso dos elementos horizontais num edifício 10 pisos

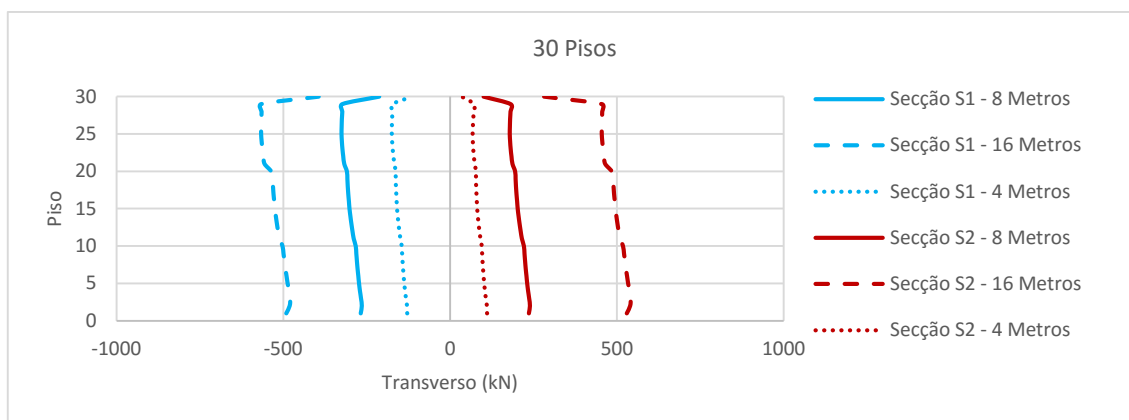


Figura 5.119 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 30 pisos

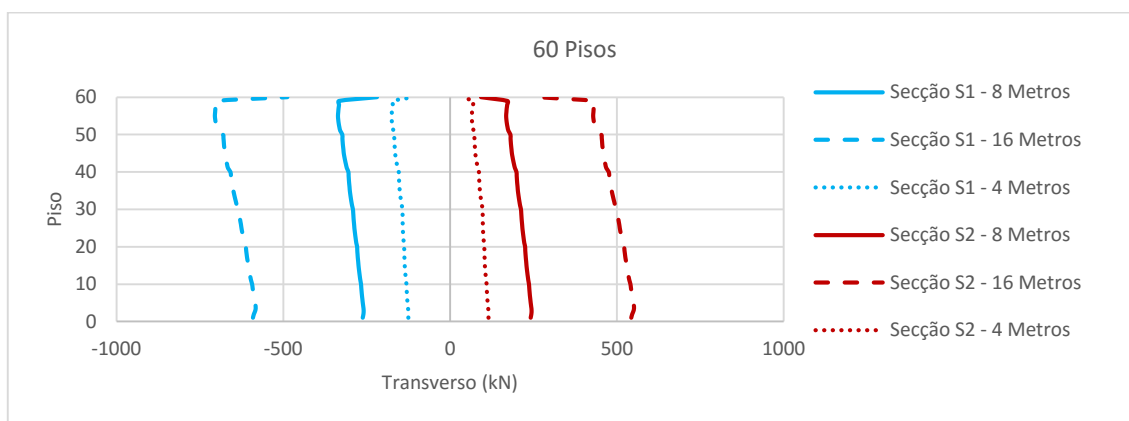


Figura 5.120 - Influência do vão entre elementos verticais no valor do esforço transversal dos elementos horizontais num edifício 60 pisos

6

CASO DE ESTUDO

6.1. DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Após a realização de uma análise paramétrica, entende-se ser conveniente efetuar uma verificação de resultados com base num caso real, tendo como objetivo analisar os efeitos do faseamento construtivo e do comportamento diferido do betão na resposta da estrutura resultante da aplicação das cargas de peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecarga.

O presente caso de estudo insere-se num complexo comercial/residencial, “Waterfront Colombo”, na cidade de Colombo, Sri Lanka. O complexo é constituído por 6 edifícios, sendo o caso a analisar o que se encontra na parte mais à direita na Figura 6.1. Esta estrutura é constituída por 43 pisos, com um desenvolvimento de 138.13 metros em altura.

Os primeiros 4 pisos encontram-se afetos a estacionamento, no 5º piso encontra-se localizado um espaço exterior de lazer, com a parte interior ao edifício multifuncional. Os restantes pisos superiores encontram-se afetos a habitação.



Figura 6.1 – Complexo “Waterfront Colombo” [38]

6.2. MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO

6.2.1. ASPETOS GERAIS DA ESTRUTURA

Observando a estrutura em causa, verifica-se primeiramente que, os três últimos pisos se encontram apenas afetos à manutenção e suporte da caixa de elevadores, possuindo uma dimensão em planta reduzida quando comparada com os restantes pisos, pelo que se admitiu a não existência destes pisos na análise a efetuar. Seguidamente, verifica-se que, os primeiros 5 pisos da estrutura possuem maior desenvolvimento em planta que os restantes, no entanto uma vez que esse facto não introduzia alterações relevantes na análise efetuar, admitiu-se, por simplificação, um mesmo desenvolvimento que os pisos superiores.

Devido ao elevado número de elementos da estrutura e elevado grau de pormenor da modelação numérica, e consequentemente à enorme quantidade de informação a gerir pelo modelo de análise, foi necessário que a análise da estrutura fosse simplificada a uma análise plana de dois pórticos perpendiculares. Observando-se a planta representativa dos pisos com maior presença na estrutura, propõe-se o estudo dos dois pórticos assinalados na Figura 6.2. Um primeiro com desenvolvimento na direção XX (alinhamento 5.E), e um com desenvolvimento na direção YY (alinhamento 5.7), esperando-se que estas duas análises possam traduzir o correto e real comportamento da estrutura.

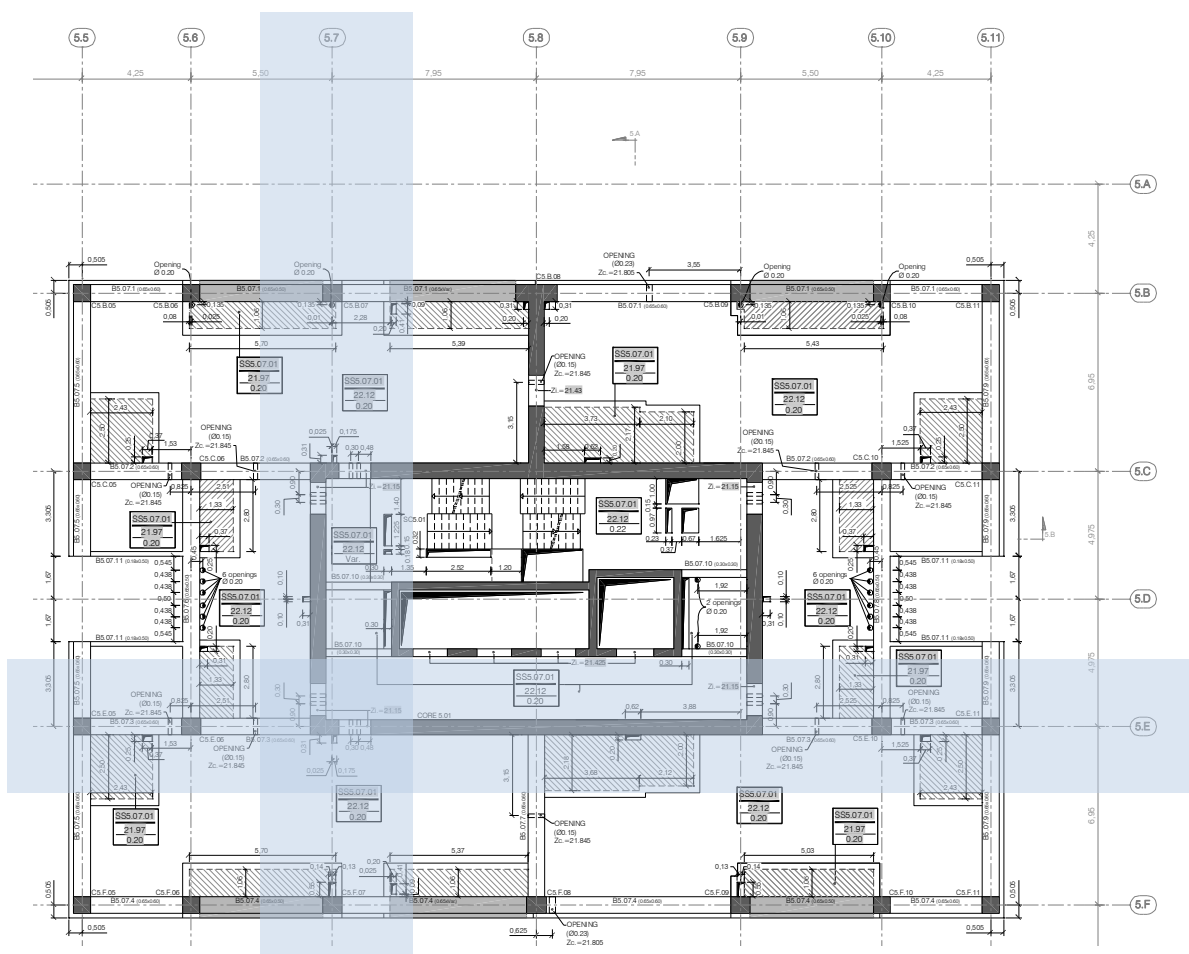


Figura 6.2 – Planta estrutural do piso tipo do caso de estudo

Da análise da Figura 6.2. pode-se verificar que os dois pórticos considerados na análise apresentam um eixo de simetria.

6.2.2. DIMENSÃO DE SECÇÕES

6.2.2.1. Elementos verticais

A morfologia geral dos elementos verticais encontra-se apresentada nas Figura 6.3 e Figura 6.4, onde se observa a posição relativa entre elementos. Os pilares apresentam secção transversal com dimensões exteriores constantes, sendo a armadura e a distância entre pisos variável em altura. Quanto ao núcleo, apresenta pequenas variações ao nível das dimensões e posicionamento das aberturas, variando a sua altura ao longo dos pisos. As dimensões apresentam-se no Quadro 6.1. O betão utilizado nos elementos verticais divide-se em C50/60 nos pilares e C40/50 nas paredes constituintes do núcleo.

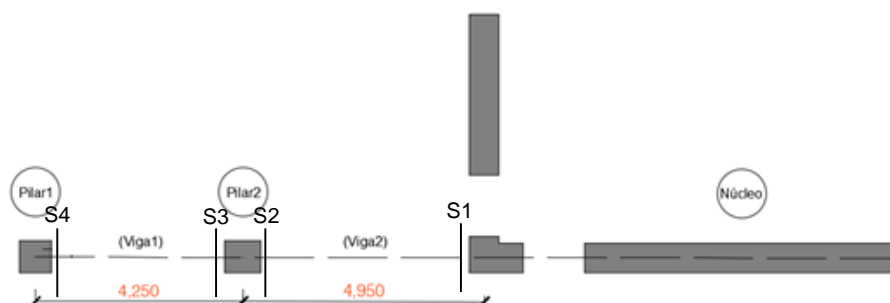


Figura 6.3 – Pórtico segundo direção XX

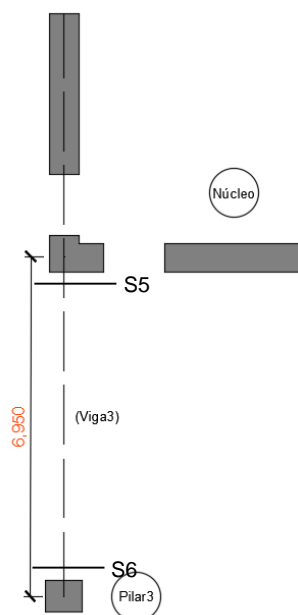


Figura 6.4 – Pórtico segundo direção YY

Quadro 6.1 – Secções dos elementos verticais

Elemento	Secção (m ²)
Pilar1	0.4225
Pilar2	0.5625
Pilar3	0.4875
Núcleo	6.6(*)

(*) Secção referente ao piso com maior presença

As armaduras constituintes dos elementos verticais foram colocadas de acordo com as referidas no projeto de estruturas, podendo-se destacar a presença de pilares mistos nos pisos inferiores.

6.2.2.2. Elementos horizontais

Segundo a direção horizontal, a estrutura apresenta vigas, sendo estas divididas em dois grupos, um até ao nível 5 que possuem maior dimensão e acima deste nível que são de menor dimensão. Com o intuito de simular o correto comportamento das vigas, considerou-se que a estas mobilizavam também parte da laje de piso, sendo assim necessário calcular o banzo efetivo das vigas. Segundo a direção perpendicular, direção y, a estrutura não apresenta vigas, contudo considerou-se a existência de uma banda de laje com a largura de influência do pórtico em causa.

Acrescido a estas considerações, foi necessário estimar as armaduras presentes nas vigas. Para tal, executou-se uma análise elástica sem a consideração do faseamento construtivo, tendo-se admitido ainda que, por simplificação, as armaduras se encontravam igualmente dispostas no banzo superior e inferior.

6.2.3. CARGAS

Para a modelação das cargas consideradas no projeto, procedeu-se à utilização de áreas de influência, tendo-se de seguida distribuído as mesmas ao longo das vigas, ou aplicando-as como concentradas quando estas se encontravam nos limites do pórtico considerado, sendo que esta consideração se aplica às cargas presentes no interior do núcleo e cargas correspondentes à carga de fachada. Esta consideração não se encontra totalmente correta, pois a distribuição de cargas pode não ocorrer de forma uniforme pelas vigas.

As cargas consideradas foram divididas em peso próprio, aplicado na altura de descofragem de cada piso, restantes cargas permanentes aplicadas logo após a execução de cada piso ou no final da construção do edifício e sobrecarga aplicada no final do processo construtivo. Ou seja, para a análise dos encurtamentos e esforços nos elementos horizontais, foram consideradas duas hipóteses de carregamento: uma primeira, em que se faseou somente o peso próprio e no final da construção se aplicaram as restantes cargas permanentes e a sobrecarga; uma segunda em que se faseou o peso próprio e restantes permanentes, aplicando no final da construção apenas as sobrecargas.

6.2.4. TEMPO DE EXECUÇÃO

Associado à consideração de faseamento construtivo, é necessário ter em conta o tempo de execução por piso, bem como subdivisões desse mesmo intervalo, de modo a obter uma correta modelação da

resposta diferida da estrutura. Assim, de acordo com a informação transmitida pelo projetista considerou-se um tempo de execução por piso de 7 dias.

6.2.5. APOIOS AUXILIARES

De forma a diminuir o esforço de cálculo, tirou-se partido da simetria da estrutura para reduzir o número de elementos a modelar, tal como no capítulo anterior, aplicando-se apoios de roletes em todas as ligações de piso, bloqueando os deslocamentos segundo a direção x e y, bem como as rotações nessas direções.

6.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

6.3.1. FASEAMENTO DE PESO PRÓPRIO

Neste item apresentam-se os resultados obtidos no modelo evolutivo em que se considerou uma aplicação faseada do peso próprio dos elementos estruturais e uma aplicação “instantânea” da totalidade da restante carga permanente no final do processo construtivo.

6.3.1.1. Pórtico segundo direção X

Relativamente à análise das Figura 6.5, Figura 6.6 e Figura 6.7, verifica-se que a consideração do faseamento construtivo, permite obter menores encurtamentos, tanto axiais como diferenciais, relativamente à análise segundo uma estrutura idealmente cimbrada. No entanto, quando se considera o fenómeno de retração, verifica-se que os encurtamentos axiais totais são muito ampliados, sendo mesmo maiores do que os obtidos não considerando o faseamento construtivo. A menos dos efeitos da variação das percentagens de armadura presentes nas secções, o aumento dos encurtamentos efeito é praticamente linear com a altura. A consideração do efeito da fluência faz aumentar ainda mais os encurtamentos sendo que a curva que apresenta o encurtamento em altura apresenta, naturalmente, um andamento semelhante, mas ampliado relativamente à da análise onde se considerou apenas o faseamento construtivo e a retração.

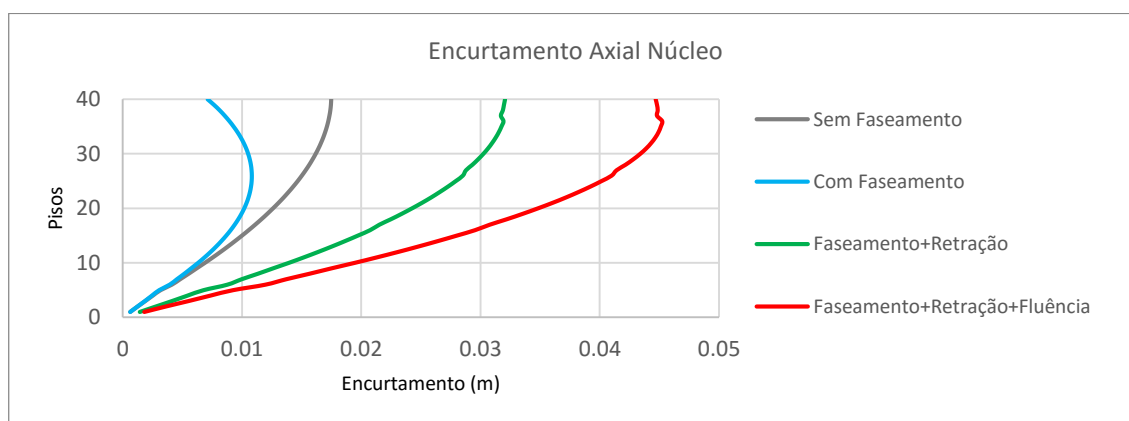


Figura 6.5 – Encurtamento do núcleo na análise do pórtico XX, com faseamento apenas do peso próprio

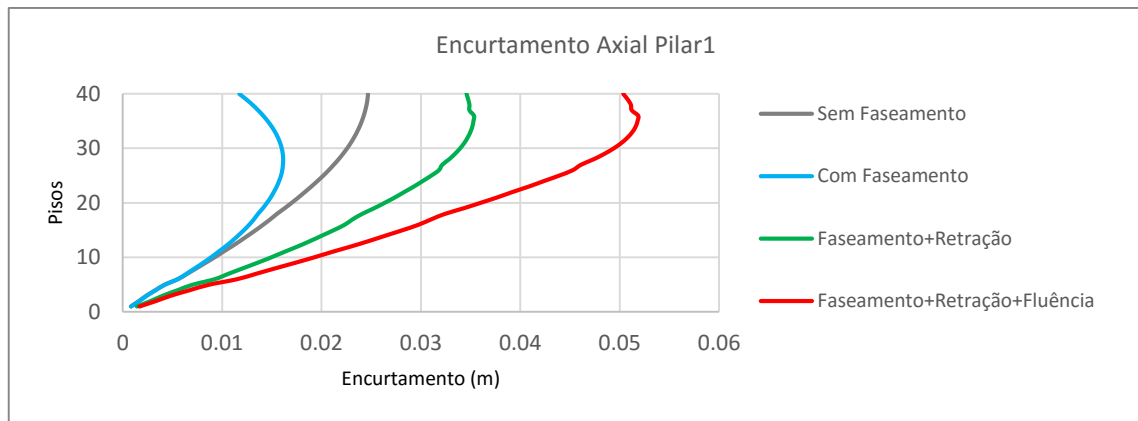


Figura 6.6 – Encurtamento do pilar1 na análise do pórtico XX, com faseamento apenas do peso próprio

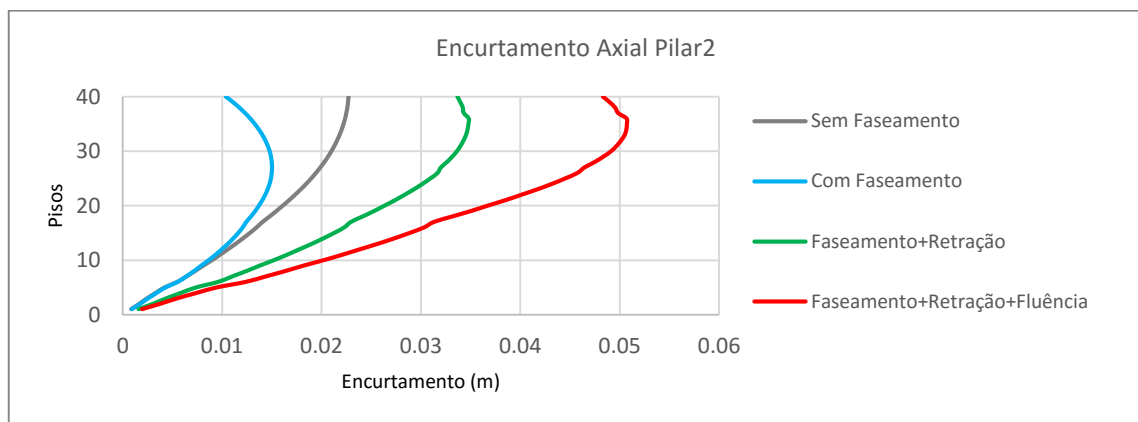


Figura 6.7 – Encurtamento do pilar2 na análise do pórtico XX, com faseamento apenas do peso próprio

Da análise do encurtamento diferencial entre elementos verticais, apresentada nas Figura 6.8 e Figura 6.9, verifica-se que a consideração do faseamento construtivo permite reduzir o encurtamento diferencial principalmente nos níveis superiores. No caso presente, isso ocorre em resultado da desigualdade da percentagem de armadura das secções e do “efeito de constrangimento da deformação livre do betão” que estas introduzem. Da análise destas mesmas figuras, pode-se ainda concluir que a fluência é o efeito diferido que dá origem a maiores variações na análise do encurtamento diferencial, sendo isso explicado pelo diferente estado de tensão instalada nas secções dos pilares e do núcleo e percentagem de armadura nas mesmas.

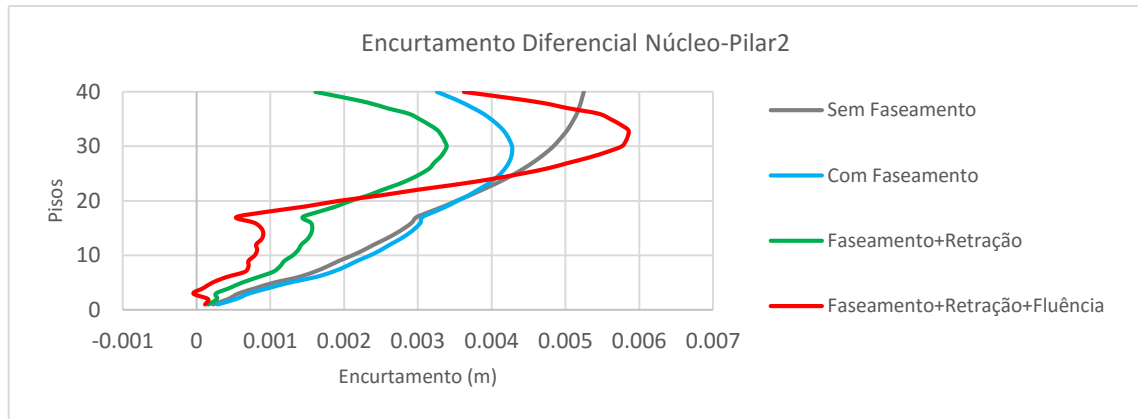


Figura 6.8 – Encurtamento diferencial entre o núcleo e o pilar2 na análise do pórtico XX, com faseamento apenas do peso próprio

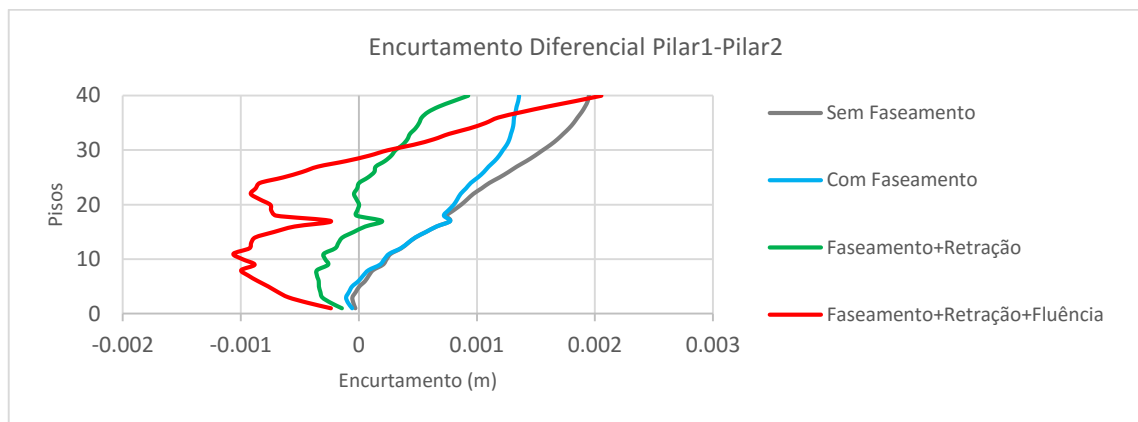


Figura 6.9 – Encurtamento diferencial entre pilares na análise do pórtico XX, com faseamento apenas do peso próprio

Através da análise das Figura 6.10 a Figura 6.17, verifica-se que quer a consideração do faseamento construtivo quer a inclusão dos efeitos diferidos do betão (retração e fluência) alteram significativamente os esforços de flexão destes elementos. É interessante constatar que a consideração dos efeitos diferidos faz com a diferença entre os valores dos momentos fletores obtidos considerando o faseamento construtivo e admitindo a estrutura cimbrada ideal aumentem e introduzem alterações tão significativas que podem mesmo levar à mudança do sinal dos momentos em alguns elementos. Ora no caso dos encurtamentos tal não acontecia podendo a tendência de variação dos encurtamentos com a consideração do faseamento ser num sentido e com a consideração dos efeitos diferidos ser noutro. Tal constatação vem reforçar a ideia que a análise dos encurtamentos e a análise dos esforços são diferentes e influenciadas de forma diferente pelos diversos fatores em análise.

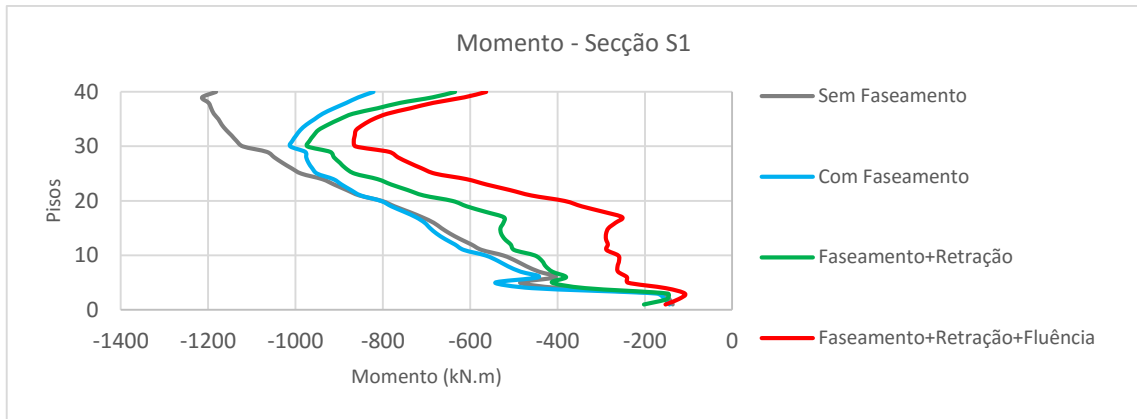


Figura 6.10 – Momentos fletores na secção S1, com faseamento apenas do peso próprio

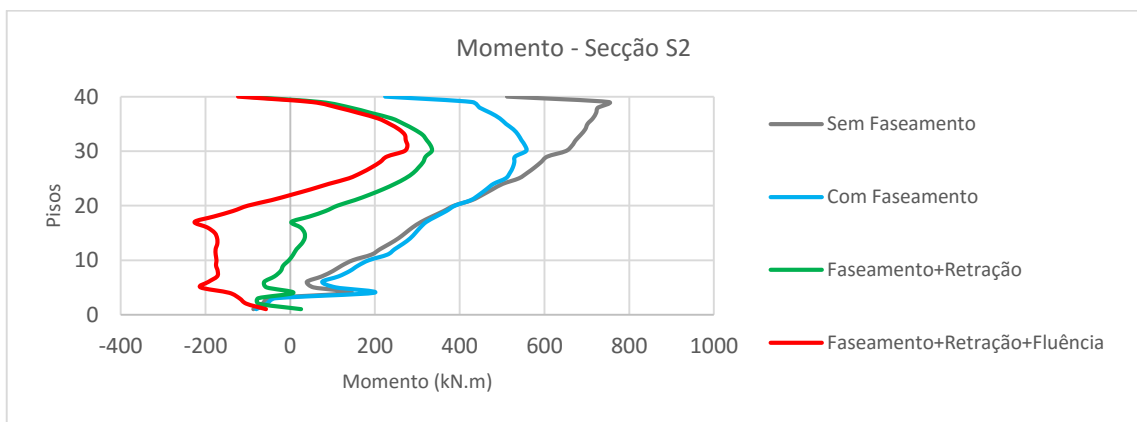


Figura 6.11 - Momentos fletores na secção S2, com faseamento apenas do peso próprio

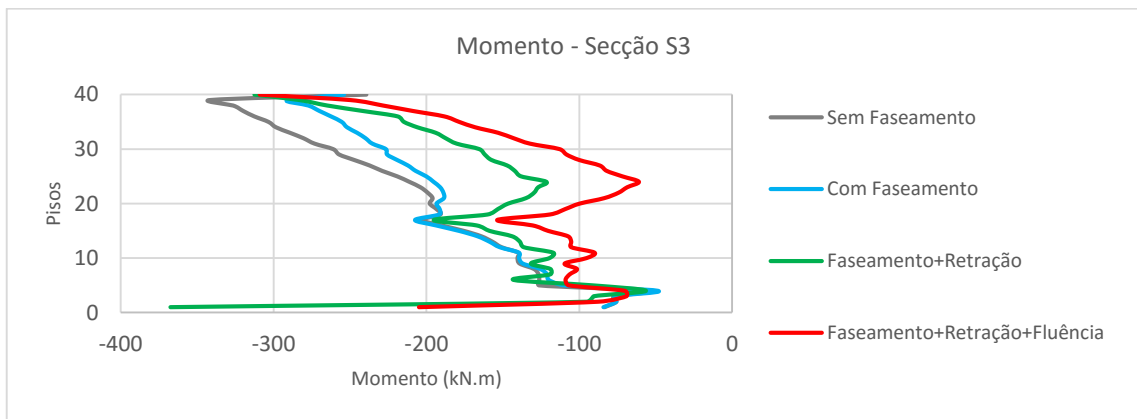


Figura 6.12 - Momentos fletores na secção S3, com faseamento apenas do peso próprio

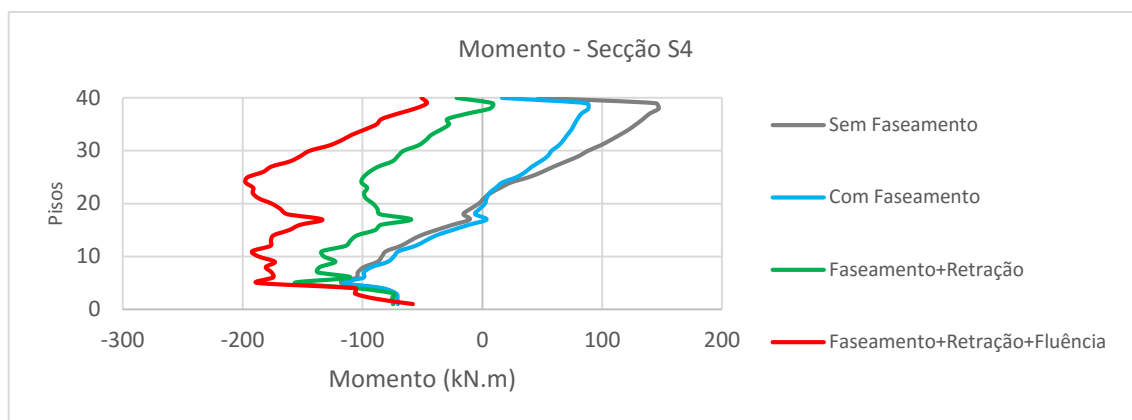


Figura 6.13 - Momentos fletores na secção S4, com faseamento apenas do peso próprio

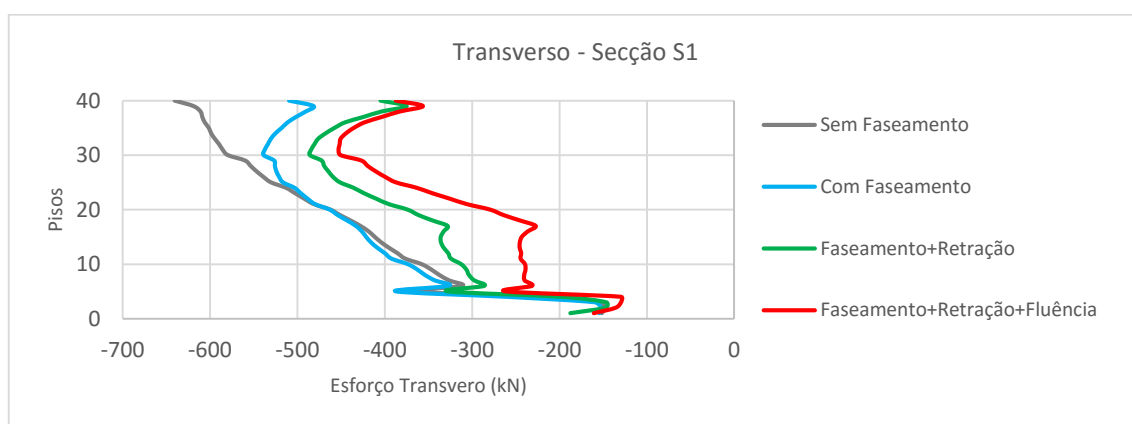


Figura 6.14 – Esforço Transverso na secção S1, com faseamento apenas do peso próprio

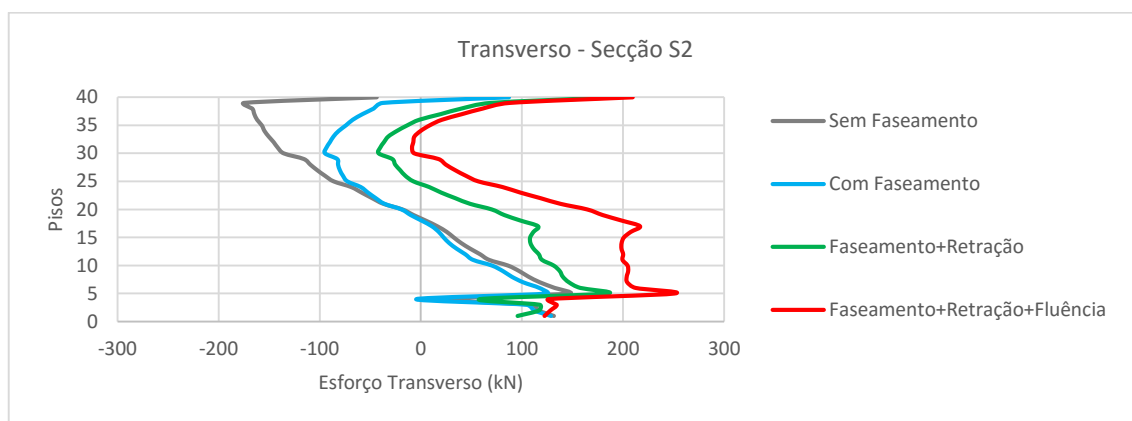


Figura 6.15 – Esforço Transverso na secção S2, com faseamento apenas do peso próprio

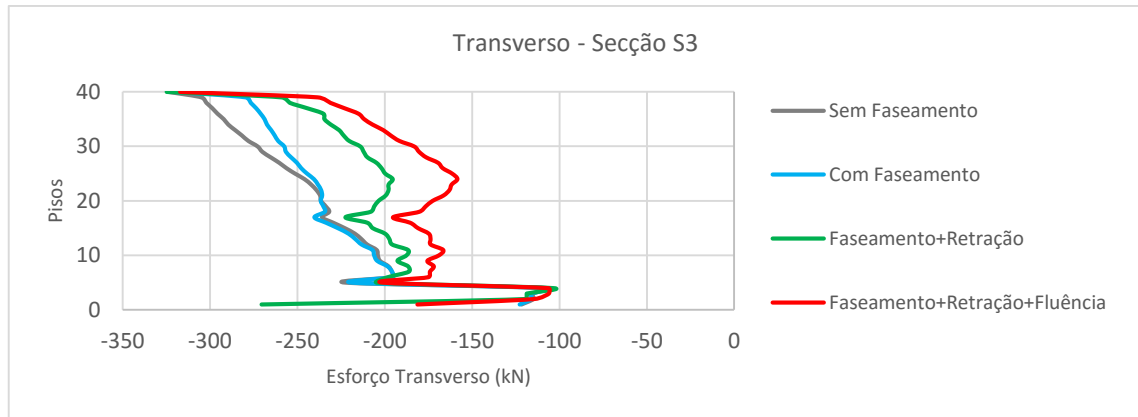


Figura 6.16 – Esforço Transverso na secção S3, com faseamento apenas do peso próprio

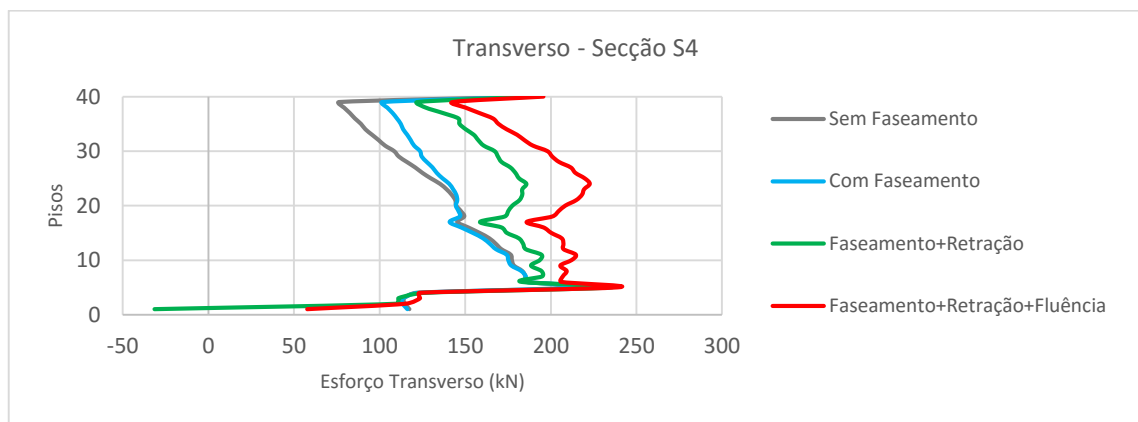


Figura 6.17 – Esforço Transverso na secção S4, com faseamento apenas do peso próprio

6.3.1.2. Pórtico segundo direção Y

Observando as Figura 6.18 a Figura 6.20, chegam-se a conclusões semelhantes às obtidas aquando da análise do pórtico em XX. Verifica-se que tanto os encurtamentos axiais totais como os diferenciais diminuem, com a consideração do faseamento construtivo quando comparados com uma estrutura idealmente cimbrada, devendo-se esta diferença ao faseamento de aplicação das cargas ao longo do processo construtivo. A introdução do efeito da retração aumenta os encurtamentos axiais do núcleo e do pilar3, verificando-se que, no núcleo, os efeitos da retração são superiores, o que pode ser explicado pelas maiores percentagens de armadura do pilar. A consideração da fluência na análise resulta num aumento dos encurtamentos axiais

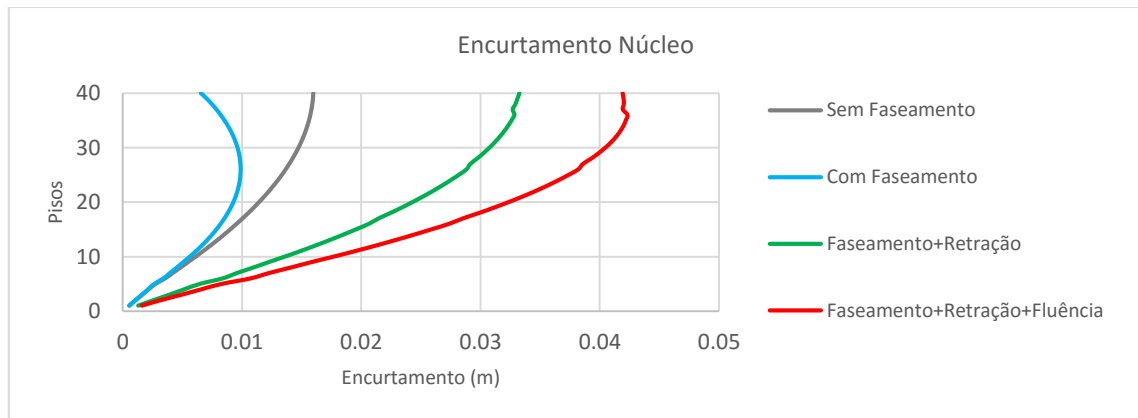


Figura 6.18 – Encurtamento do núcleo na análise do pórtico YY, com faseamento apenas do peso próprio

Observando a Figura 6.19, é possível identificar uma alteração na tendência das linhas correspondentes aos encurtamentos do pilar a partir do piso 20. Essa alteração é mais visível quando se considera o efeito da fluência e é explicada pela dispensa do perfil metálico embebido no pilar.

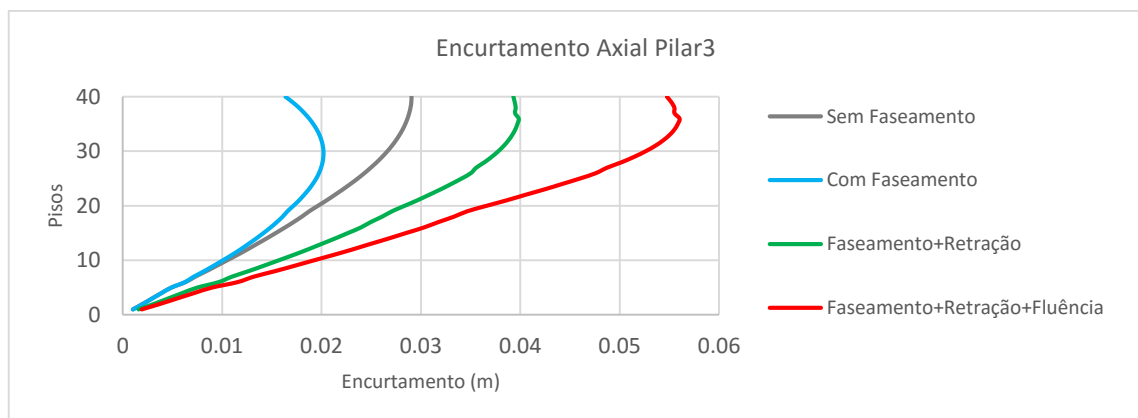


Figura 6.19 – Encurtamento do pilar3 na análise do pórtico YY, com faseamento apenas do peso próprio

A interrupção dos perfis metálicos ao nível do piso 20 deverá também ser responsável pelo comportamento menos previsível dos encurtamentos diferenciais quando se considera a fluência, ver Figura 6.20.

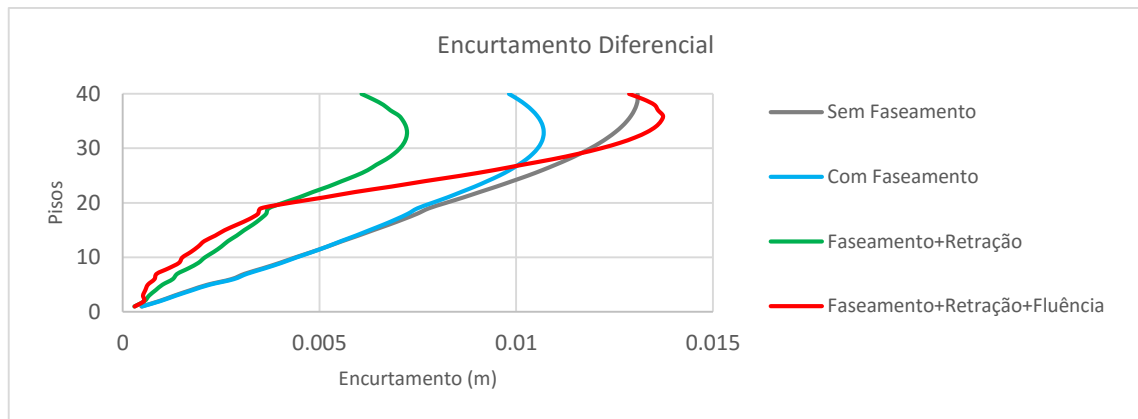


Figura 6.20 – Encurtamento diferencial na análise do pórtico YY, com faseamento apenas do peso próprio

No que se refere aos esforços nas secções S5 e S6, pode constatar-se que a aplicação faseada das cargas e o comportamento diferido do betão dão origem a variações importantes no estado de tensão da viga. Pode-se verificar nas Figura 6.21 a Figura 6.24, descontinuidades provocadas pela mudança da secção referente ao núcleo.

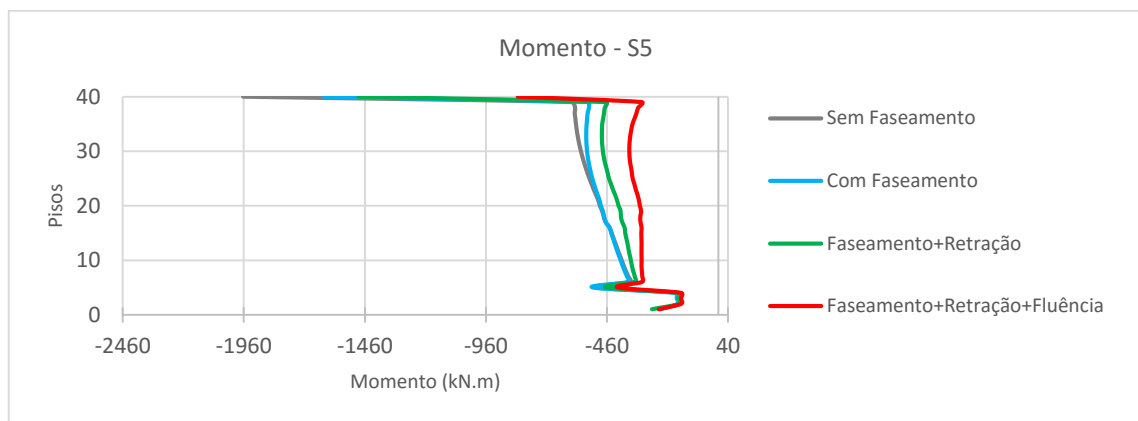


Figura 6.21 – Momentos fletores na secção S5, com faseamento apenas do peso próprio

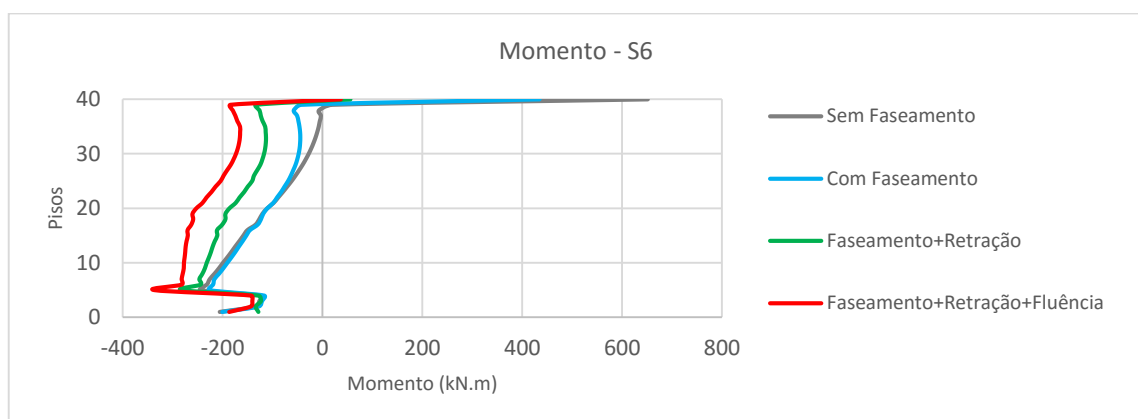


Figura 6.22 – Momentos fletores na secção S6, com faseamento apenas do peso próprio

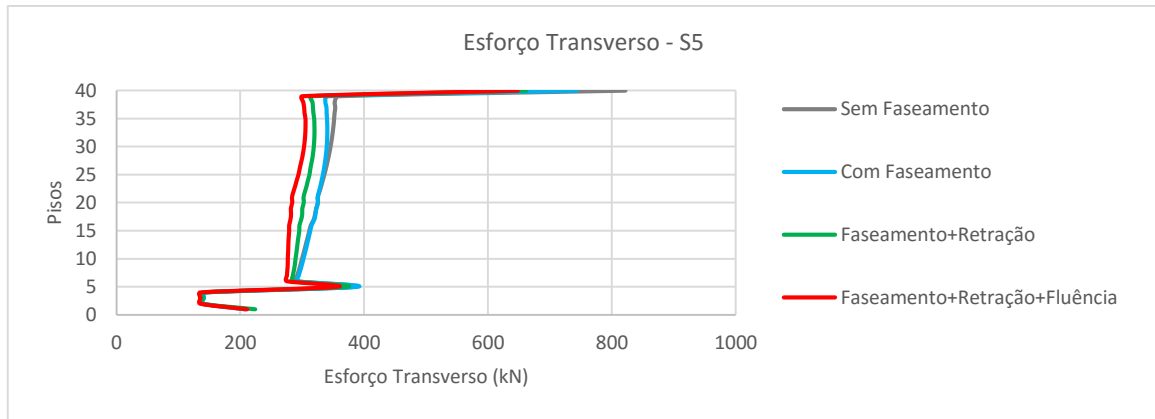


Figura 6.23 – Esforço Transverso na secção S5, com faseamento apenas do peso próprio

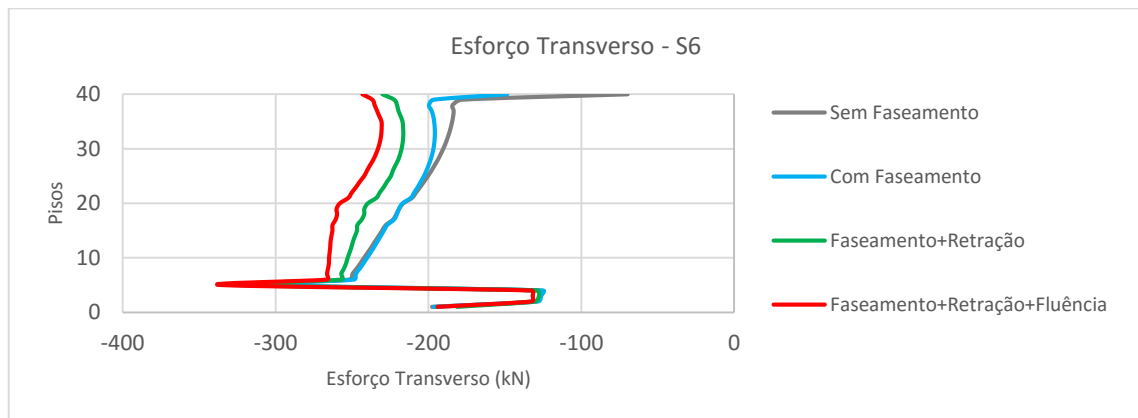


Figura 6.24 – Esforço Transverso na secção S6, com faseamento apenas do peso próprio

6.3.2. FASEAMENTO DE PESO PRÓPRIO E RESTANTE CARGA PERMANENTE

Os resultados apresentados neste subcapítulo referem-se ao modelo evolutivo em que se considerou uma aplicação faseada do peso próprio dos elementos estruturais e da restante carga.

6.3.2.1. Pórtico segundo direção X

Após observar as figuras, Figura 6.25 a Figura 6.29, conclui-se que no que diz respeito aos encurtamentos dos elementos verticais, os comentários apresentados no subcapítulo 6.3.1 continuam a ser maioritariamente válidos para o caso presente (modelo evolutivo em que se considerou uma aplicação faseada e simultânea do peso próprio dos elementos estruturais e da restante carga permanente). Registando-se, contudo, que os encurtamentos verificados nesta situação são inferiores aos do caso anterior, o que seria expectável pois a RCP dos pisos inferiores já não afeta o encurtamento do piso e análise.

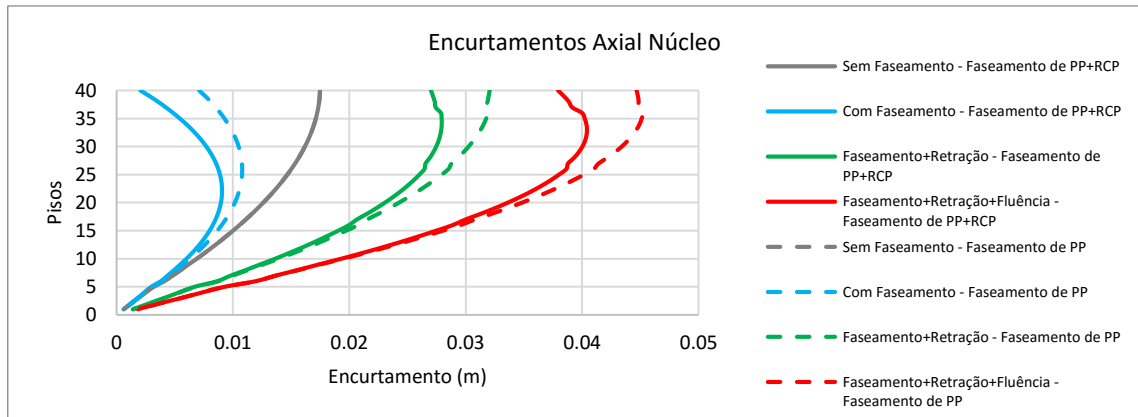


Figura 6.25 - Encurtamento do núcleo na análise do pórtico XX, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

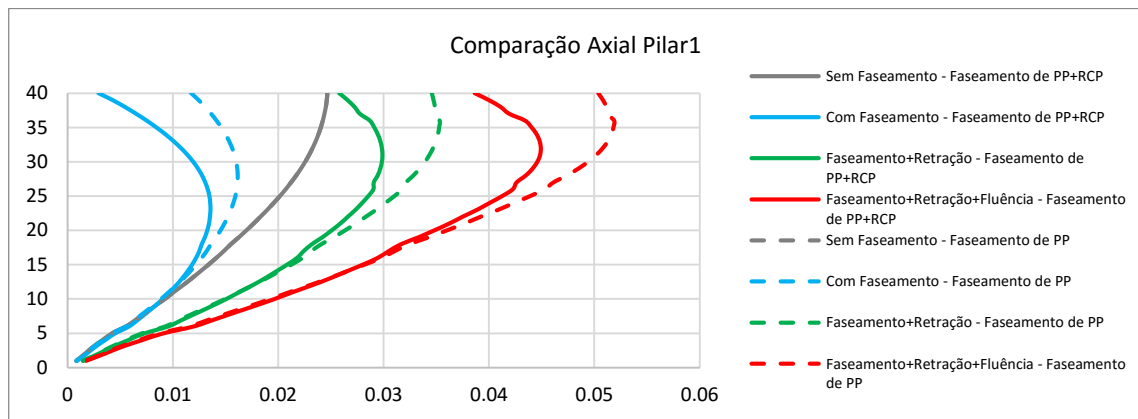


Figura 6.26 - Encurtamento do pilar1 na análise do pórtico XX, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

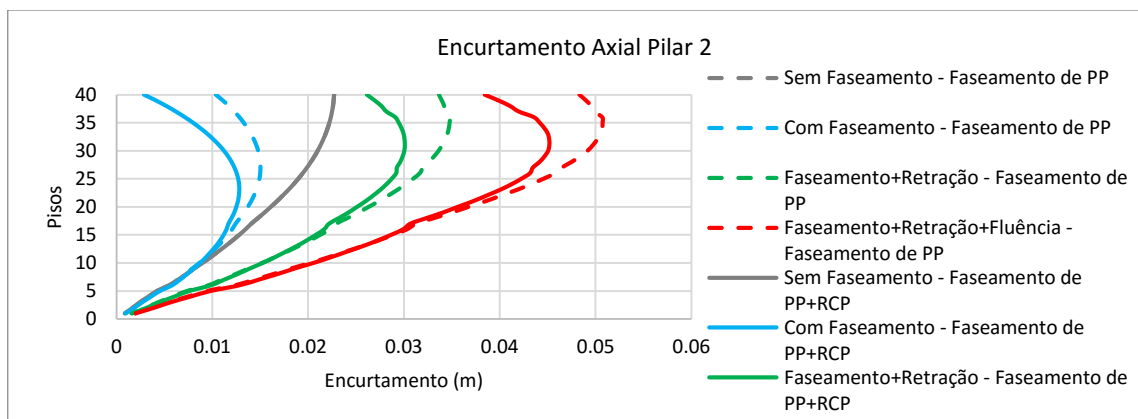


Figura 6.27 - Encurtamento do pilar2 na análise do pórtico XX, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

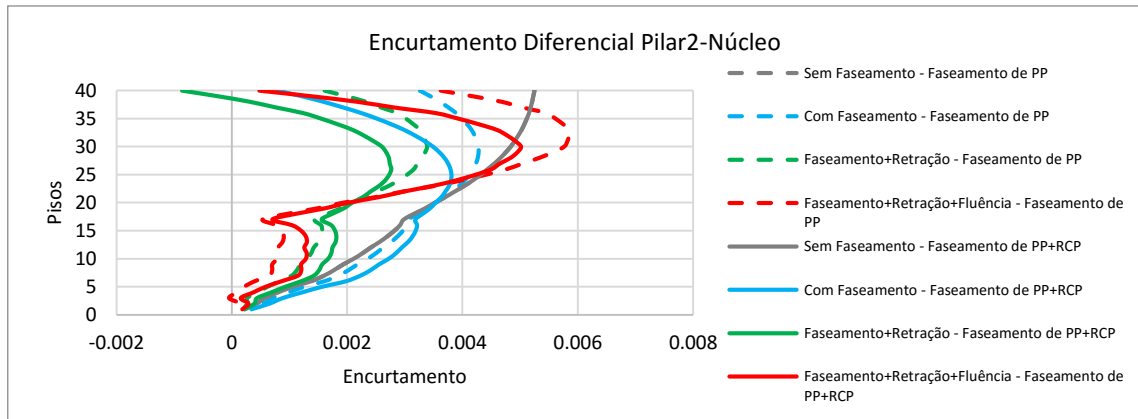


Figura 6.28 - Encurtamento diferencial entre pilar2 e núcleo na análise do pórtico XX, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

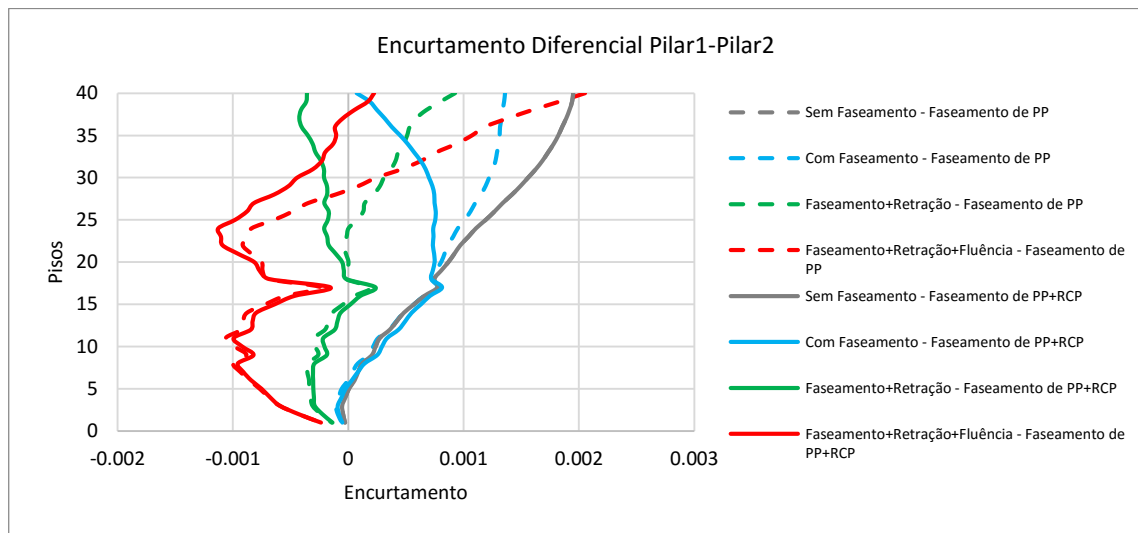


Figura 6.29 - Encurtamento diferencial entre pilar1 e pilar2 na análise do pórtico XX, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

É interessante observar que nos casos em que não se considera quaisquer efeitos diferidos os encurtamentos previstos se afastam mais dos resultados obtidos considerando a estrutura cimbrada ideal que quando se considerou apenas o faseamento do peso próprio. Tal observação vem reforçar a ideia da necessidade de considerar o carácter evolutivo da solicitação além do carácter evolutivo da estrutura.

Também no caso dos esforços de flexão das vigas, ver Figura 6.30 a Figura 6.37, os comentários apresentados no subcapítulo 6.3.1, são adequados ao caso presente. Serão apresentados os resultados obtidos, mas não se tecerão mais comentários por se considerar essa informação retumbante.

Na Figura 6.30 apresentam-se os valores previstos para os diversos pressupostos das duas modelações, considerando ou não o faseamento da aplicação da RCP, de forma a perceber que a consideração do faseamento da aplicação da RCP afasta também os valores previstos para os esforços dos obtidos na estrutura cimbrada ideal. Nas restantes figuras relativas a esforços apenas se apresentam os resultados obtidos considerando o faseamento da aplicação da RCP de forma a simplificar os mesmos.

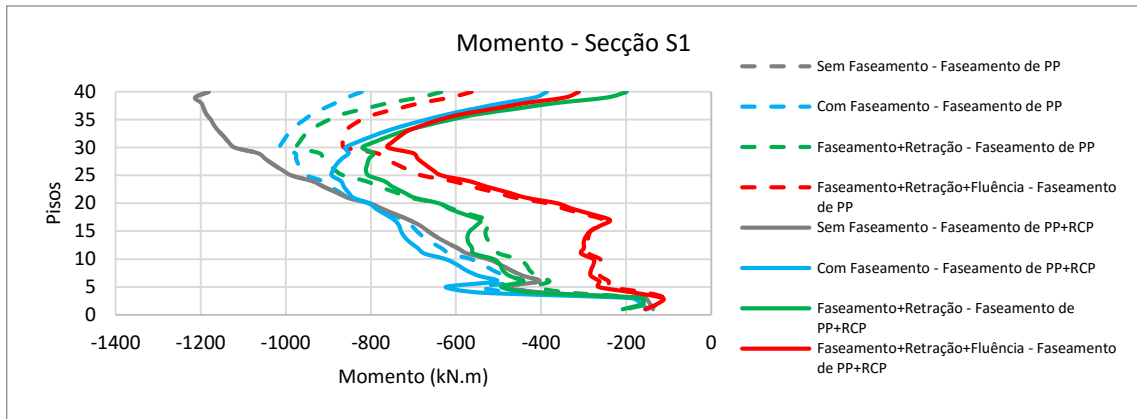


Figura 6.30 – Momento fletor na secção S1, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

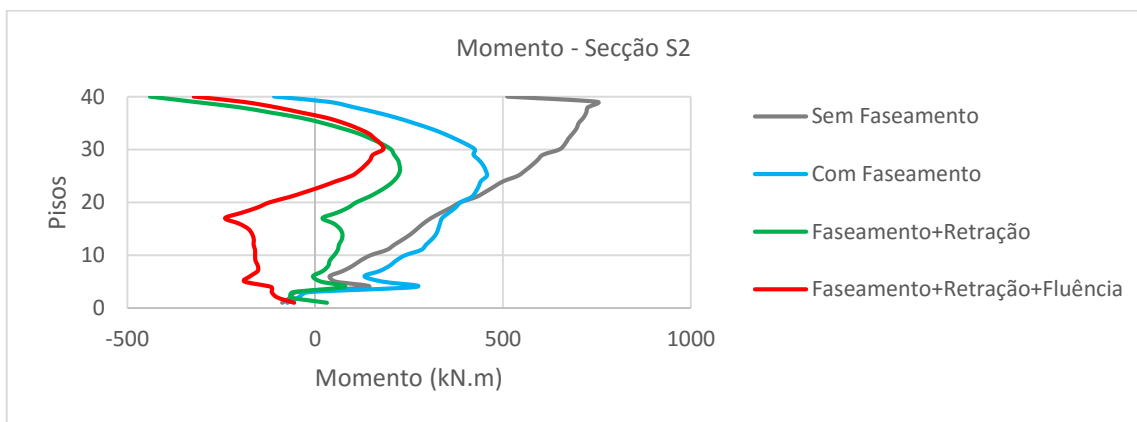


Figura 6.31 – Momento fletor na secção S2, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

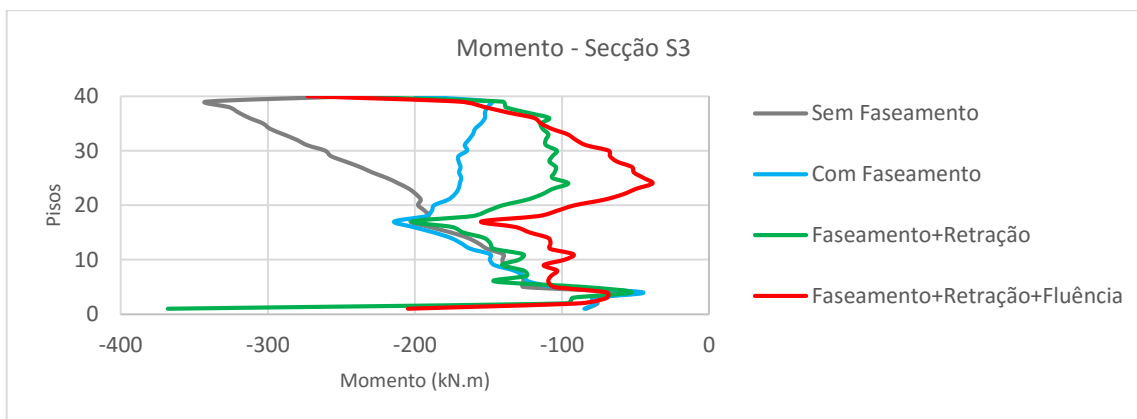


Figura 6.32 – Momento fletor na secção S3, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

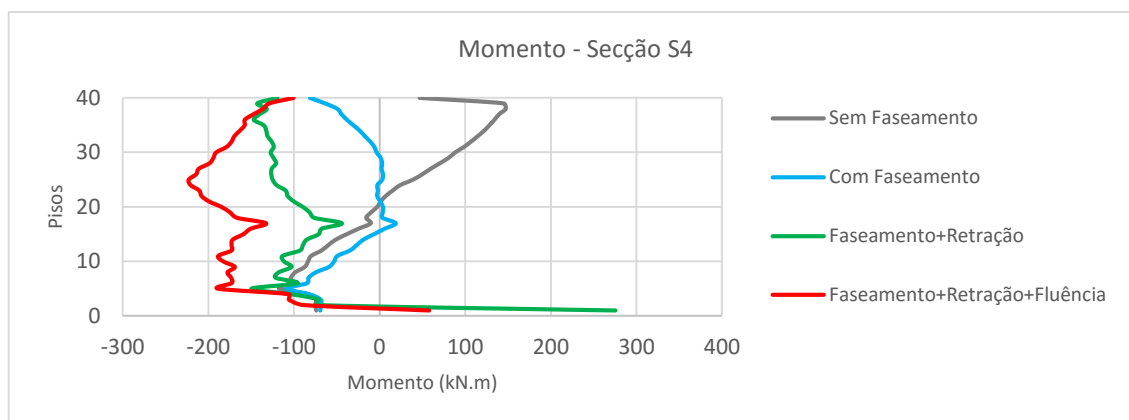


Figura 6.33 – Momento fletor na secção S4, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

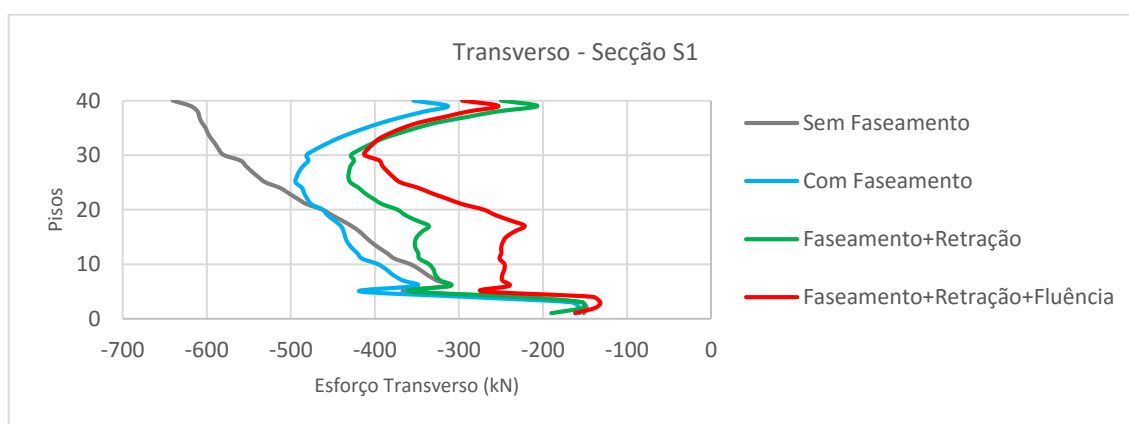


Figura 6.34 – Esforço transverso na secção S1, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

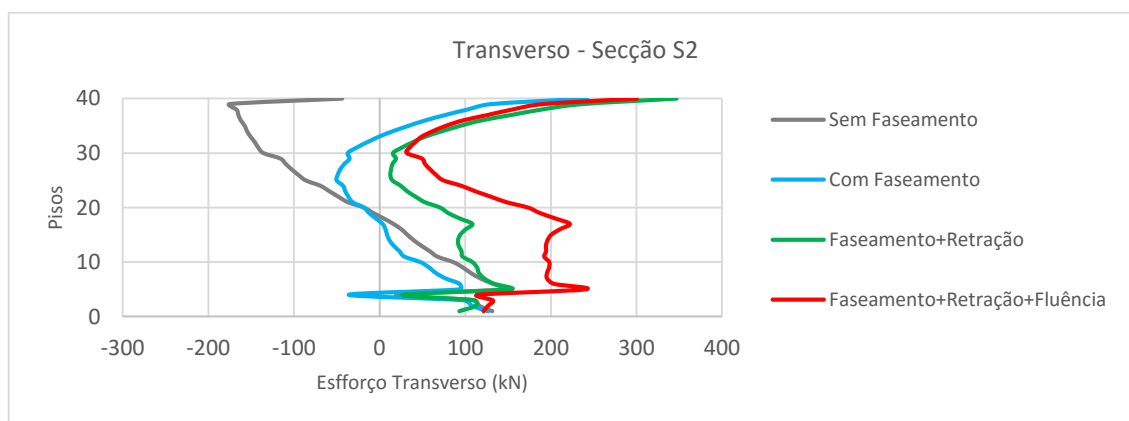


Figura 6.35– Esforço transverso na secção S2, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

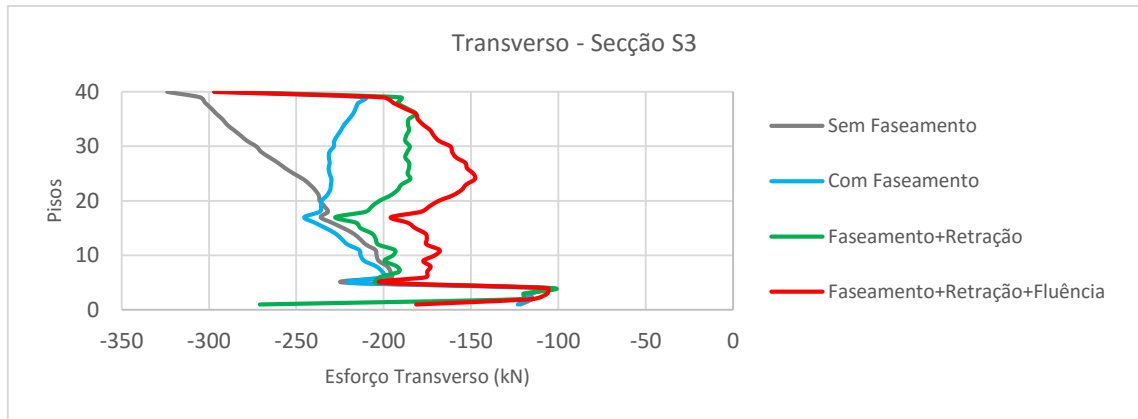


Figura 6.36– Esforço transverso na secção S3, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

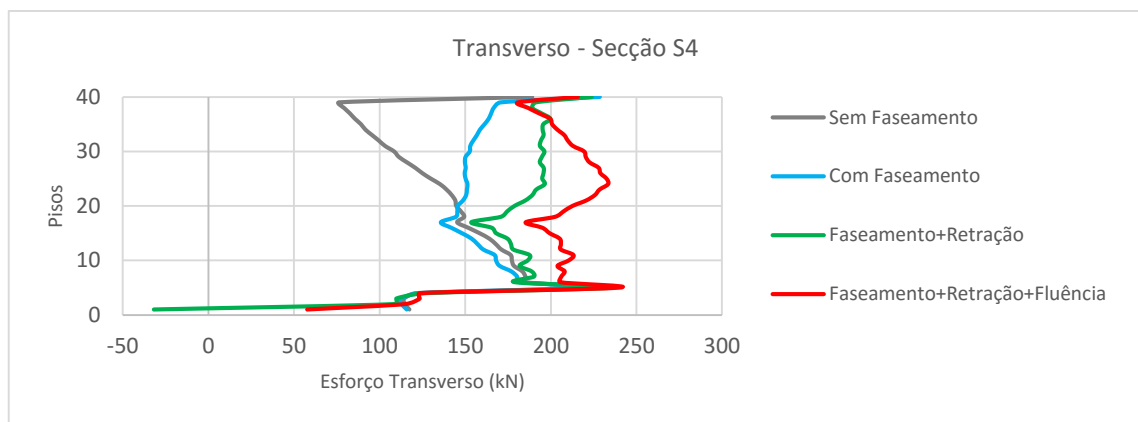


Figura 6.37 – Esforço transverso na secção S4, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

6.3.2.2. Pórtico segundo direção Y

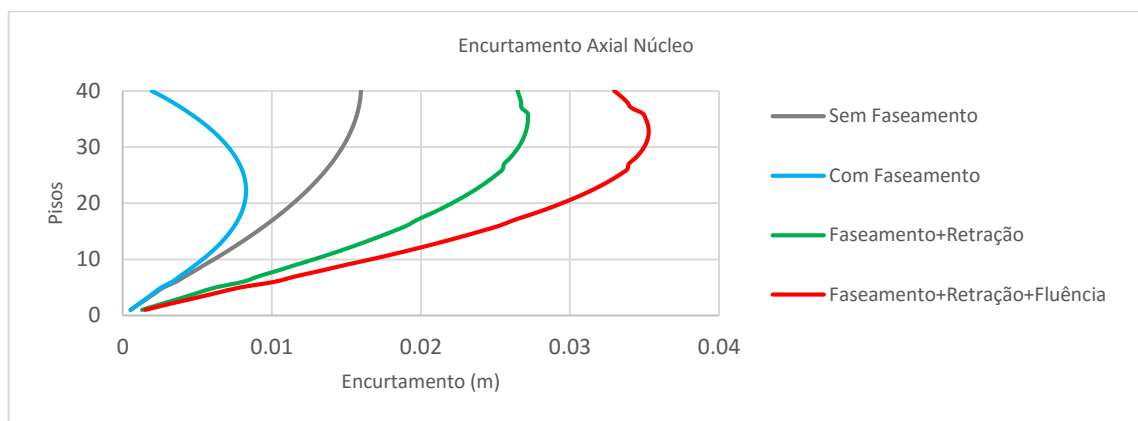


Figura 6.38 – Encurtamento do núcleo na análise do pórtico YY, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

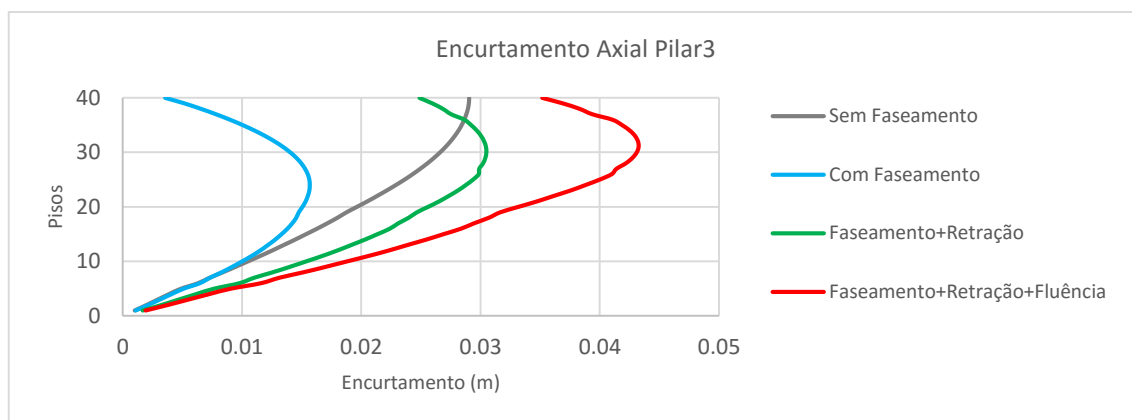


Figura 6.39 – Encurtamento do pilar3 na análise do pórtico YY, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

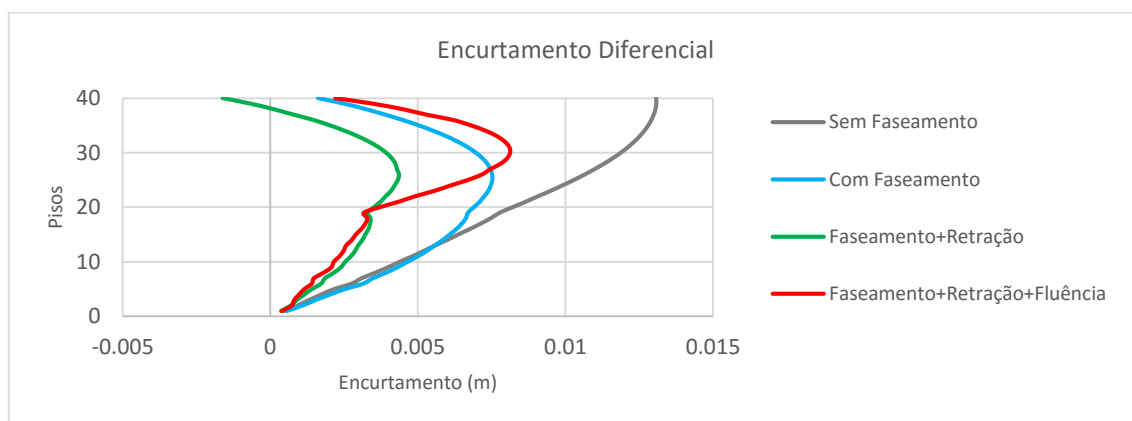


Figura 6.40 – Encurtamento diferencial na análise do pórtico YY, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

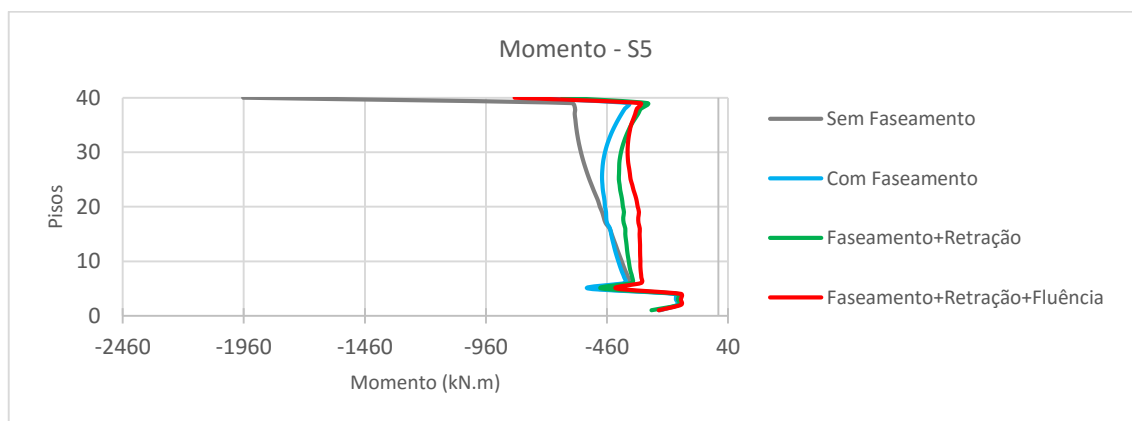


Figura 6.41 – Momento fletor na secção S5, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

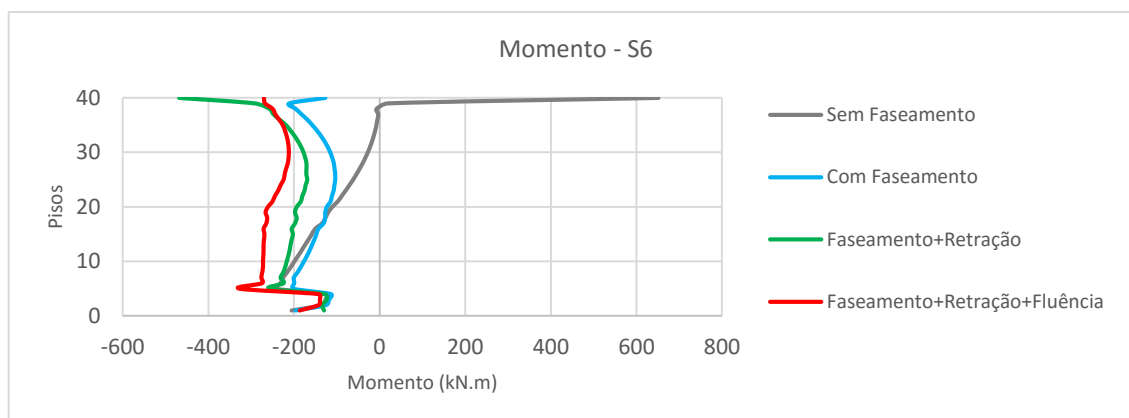


Figura 6.42 – Momento fletor na secção S6, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

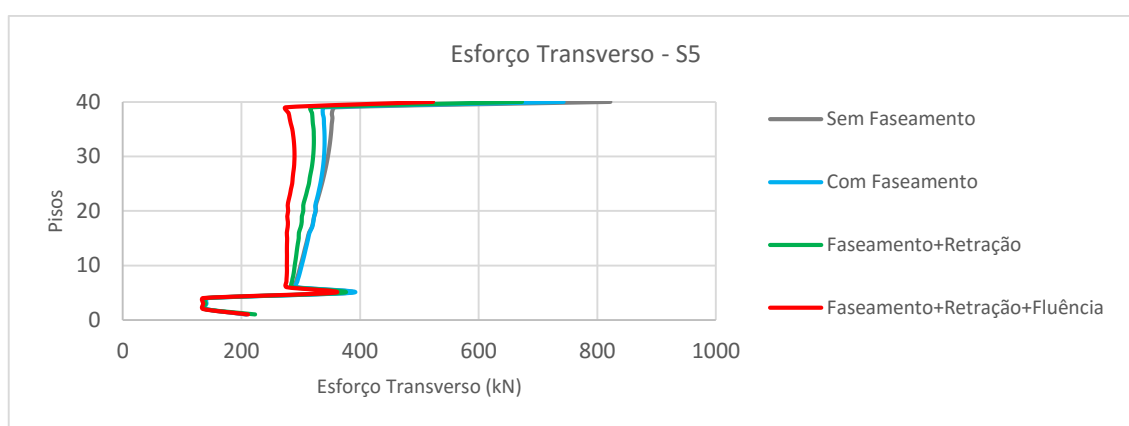


Figura 6.43 – Esforço Transverso na secção S5, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

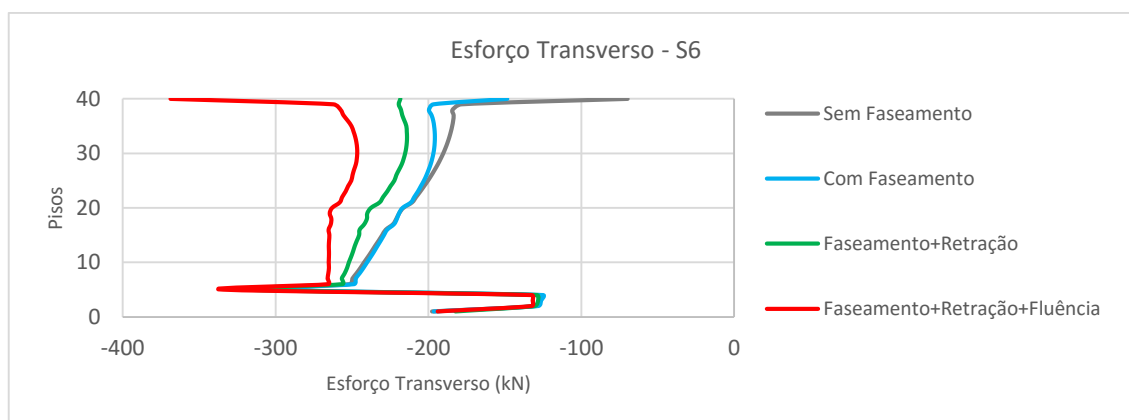


Figura 6.44 – Esforço transverso na secção S6, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

6.3.2.3. Variação dos esforços de flexão nos elementos horizontais

As Figura 6.45 e Figura 6.46 apresentam os diagramas de momentos fletores instalados nas vigas do piso 40 dos pórticos segundo X e segundo Y para os seguintes casos:

- Construção faseada sem efeitos diferidos (“Elástico”);
- Construção faseada com efeitos diferidos (“Elástico+Retração+Fluência”);

- Construção faseada apenas com efeito da retração (“Elástico+Retracção”);
- Diferença entre os dois casos anteriores (“Fluência”)

Analisando o andamento dos referidos diagramas, identifica-se em primeiro lugar um importante efeito hiperestático devido à retração do betão. Por outro lado, a diferença entre os resultados referentes ao caso “construção faseada com efeitos diferidos” e “construção faseada apenas com efeito da retração” permite isolar os efeitos da fluência, facilitando a sua análise. Nota-se uma redistribuição de momentos fletores com um diagrama linear típico de um assentamento de apoio, na secção da viga sobre o núcleo a fluência dá origem a um momento concentrado de valor negativo e na secção da viga sobre o pilar adjacente, a um momento concentrado de valor positivo, em resultado do assentamento do pilar ser superior ao do núcleo.

Esta variação de esforços de flexão resulta do facto de as cargas permanentes dos pisos inferiores terem sido aplicadas sem este piso estar construído, como é óbvio numa modelação faseada. Mas com a ativação dos elementos estruturais do piso 40, introduz-se uma alteração do esquema estrutural que restringe a evolução dos encurtamentos diferenciais entre os pilares e o núcleo ao longo do tempo, dando origem a redistribuições de esforços por fluência.

Salienta-se, ainda, que no pórtico da direção X, os efeitos da fluência praticamente não se fazem sentir nos esforços do tramo da viga entre pilares dado que os encurtamentos diferenciais são muito reduzidos.

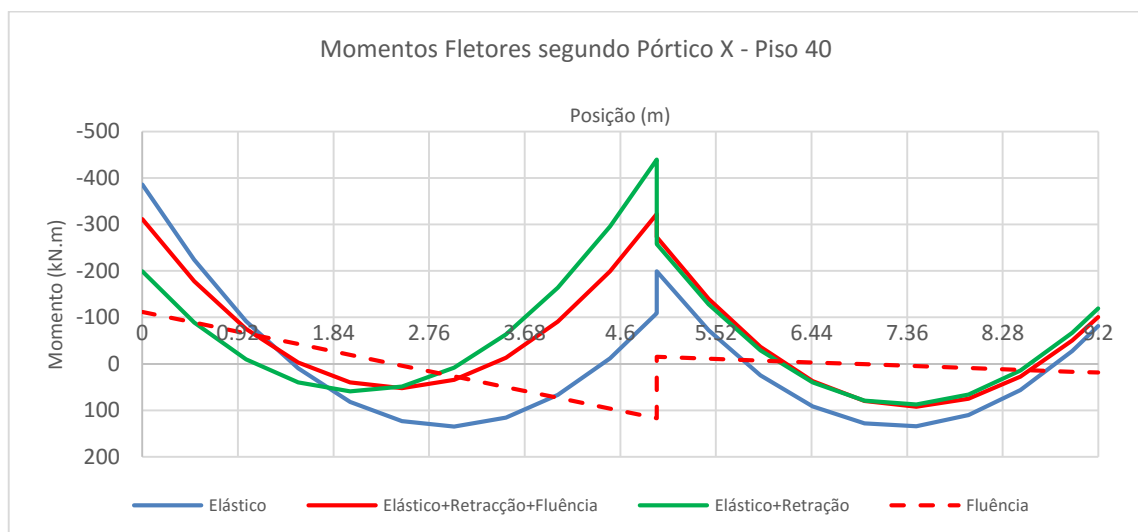


Figura 6.45 – Momento fletor na viga do piso 40 segundo direção X, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

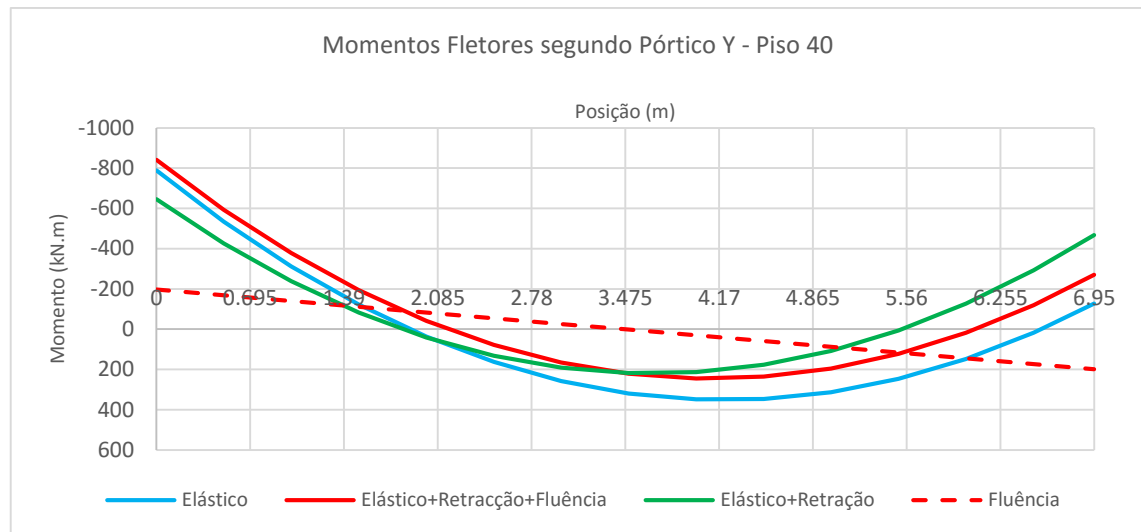


Figura 6.46 – Momento fletor na viga do piso 40 segundo direção Y, com faseamento de peso próprio e restante carga permanente

7

CONCLUSÃO

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho elaborado na presente dissertação teve como objetivo estudar a influência da variação dos encurtamentos axiais totais e diferenciais em pilares e paredes de edifícios altos, analisando, em particular, o seu impacto na alteração dos esforços instalados em vigas e lajes. Para tal, começou por se efetuar uma análise de trabalhos já realizados sobre esta temática por outros autores e estudar a forma de modelar numericamente o faseamento construtivo e de aplicação de cargas em estruturas de edifícios. Seguidamente realizou-se uma análise paramétrica que incidiu sobre diversos fatores, como a altura do edifício, o ritmo do processo construtivo ou a consideração dos efeitos diferidos, de forma a identificar quais os fatores com maior impacto na temática aqui analisada. Por fim procedeu-se à modelação e análise de um caso de estudo real de forma a aferir as conclusões obtidas ao longo deste trabalho.

Neste trabalho foram referidas várias metodologias, propostas anteriormente por diversos autores, para corrigir “modelos idealmente cimbrados” de modo a ter em conta os efeitos elásticos devidos à construção faseada de edifícios altos. No entanto, através da análise paramétrica efetuada concluiu-se que, a opção por uma análise considerando a estrutura “idealmente cimbrada”, conduz a uma estimativa incorreta quer dos encurtamentos axiais dos elementos verticais quer dos esforços de flexão dos elementos horizontais, concluindo-se que deve ser efetuada uma análise faseada do processo construtivo e da aplicação de cargas para uma melhor aproximação ao real comportamento da estrutura.

O estudo realizado permitiu ainda evidenciar a importância que assumem os efeitos diferidos no comportamento deste tipo de estruturas uma vez que a inclusão dos efeitos diferidos do betão na análise conduziu a um significativo aumento dos encurtamentos diferenciais e axiais previstos, com importância não desprezável na alteração dos esforços instalados nos elementos horizontais, tendo presente que as consequências de desprezar estes efeitos incidem sobretudo nas verificações de segurança em condições de serviço. Referem-se, neste contexto, a fendilhação e a durabilidade dos elementos estruturais bem como o desempenho de elementos adjacentes à estrutura, em particular fachadas e paredes divisórias interiores.

Conforme foi referido ao longo deste trabalho, muitos autores se têm debruçado sobre a problemática da obtenção dos encurtamentos axiais de elementos verticais em edifícios altos contabilizando todos os efeitos, incluindo os diferidos do betão (retração e fluência), tendo sido propostas metodologias baseadas em procedimentos incrementais mais ou menos “artesaniais” que permitem obter estimativas fiáveis dos deslocamentos verticais de pilares e núcleos. Já no que diz respeito à forma de contabilizar as consequências destes deslocamentos na alteração dos esforços instalados nas vigas e lajes de edifícios altos, a literatura é mais escassa. É necessário ter presente que não se pode estabelecer uma relação linear entre a evolução temporal dos encurtamentos diferenciais dos apoios de um elemento horizontal

e a respetiva variação de esforços de flexão. Isto porque nem todas as deformações axiais de pilares e paredes provocam alterações na distribuição de esforços na laje e nas vigas de um determinado piso de um edifício alto.

Tendo em conta a construção faseada “piso a piso” destas estruturas, é óbvio que as cargas que são aplicadas antes da execução de um determinado piso (ou seja, as cargas correspondentes aos pisos inferiores a esse nível), não dão origem a deformações elásticas que contribuam para os assentamentos dos apoios desse piso, pois estes elementos ainda não estão ativos quando se procede à aplicação dessas cargas. No entanto, depois de executado um determinado piso, a fluência do betão faz incrementar os encurtamentos axiais devidos a essas mesmas cargas (“cargas anteriores”) provocando redistribuições de esforços nas vigas e laje desse nível.

Contrariamente ao fenómeno acima descrito, a construção dos pisos superiores dá origem a encurtamentos diferenciais instantâneos nos apoios deste nível e, naturalmente, a alterações nos esforços de flexão dos seus elementos horizontais. Ao longo do tempo, os efeitos da fluência devidos a estas cargas (“cargas posteriores”) significam incrementos nas deformações axiais de pilares e paredes, mas pode dizer-se que não são significativas as redistribuições de esforços em vigas e lajes devidas a esta evolução de deslocamentos. De facto, para cada novo piso executado os elementos horizontais desse piso sofrem também acréscimos de deformação por fluência não restringindo o encurtamento diferencial entre pilares e paredes, mas para as “cargas posteriores” a um determinado piso, não há, nesse nível, qualquer alteração do sistema estrutural. Assim sendo, nesta situação, pode dizer-se que o processo de evolução de deslocamentos ao longo do tempo é aproximadamente “homotético” do instantâneo, pelo que, não havendo introdução de qualquer novo constrangimento à deformação dos elementos estruturais, esse incremento de carga ocorre sem praticamente introduzir alterações no estado de tensão tanto nos elementos verticais como nos elementos horizontais.

Conclui-se, assim, que os assentamentos de apoio devidos ao encurtamento diferencial de pilares e paredes que produzem alterações nos esforços instalados nas vigas e lajes de um determinado piso de um edifício alto são, maioritariamente, os que se referem ao somatório dos encurtamentos axiais elásticos resultantes das cargas aplicadas nesse piso e nos pisos acima desse nível (“cargas posteriores”) e os que correspondem à deformação por fluência devida às “cargas anteriores” a esse piso.

Em suma, com as análises efetuadas ficou demonstrado que não se podem desprezar os efeitos diferidos do betão nem no acréscimo de deformações axiais dos elementos verticais ao longo do tempo nem nas redistribuições de esforços de flexão que ocorrem nos elementos horizontais apoiados nesses mesmos elementos verticais.

Por último, salienta-se que a consideração do comportamento diferido assume também importância primordial no estabelecimento das correções das cotas de construção (“contraflechas”) dos vários elementos de cada piso de um edifício alto, usualmente denominado por estudo do “controlo de geometria” de estruturas evolutivas. Pode dizer-se que, para este efeito, a utilização de um modelo com a consideração do comportamento viscoelástico do betão passa a ser imprescindível.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Após a realização deste trabalho, verificou-se que existem diversas possibilidades para futuros desenvolvimentos sobre o tema abordado. Assim apresentam-se algumas hipóteses que se poderá ter em conta em futuros projetos:

- Incluir a maturação do betão na análise de encurtamentos;

- Integrar os efeitos da possível fendilhação das secções de betão armado dos elementos horizontais (lajes e vigas);
- Considerar a variação dos valores da humidade relativa entre a fase construtiva em que a estrutura está exposta e a fase de exploração dos edifícios em que a estrutura está protegida;
- Realizar a análise dos edifícios em 3 dimensões;
- Considerar a não linearidade geometria (efeitos p -delta) e, eventualmente, a não linearidade física dos elementos de contraventamento vertical de edifícios altos;
- Estabelecer ferramentas de acompanhamento e controlo de geometria durante a construção de edifícios altos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] [HTTP://WWW.WIRED.COM/2009/05/DAYINTECH_0501/](http://www.wired.com/2009/05/dayintech_0501/) .26 ABRIL
- [2] <http://www.adgeco.com/guinness-book-world-record-confirmed-burj-khalifa-worlds-tallest-building/>
- [3] NEVILLE, A.M.(2005). Properties of concrete, forth Edition, Pearson Education Limited,; ENGLAND, pp 412-481
- [4] GHOSH SK (1996) - Estimation and accomodation of column lennth changes in tall buildings. In London: 1996.
- [5] HAN-SOO KIM, Se-Hun Jeong and Seung-Hak Shin (2012) - Column shortening analysis of tall buildings. Structural Design Tall Special Buildings
- [6] FINTEL, Mark; Ghosh, S. K.; and Iyengar (1987) - Column Shortening in Tall Structures— Prediction and Compensation. Portland Cement Association
- [7] HAN-SOO KIM, Seung-Hak Shin (2014) - Reduction of Differencial Column Shortening in Tall Buildings. International Journal of Civil, Environmental Structural, Construction and Architectural Engineering
- [8] FINTEL, M., KHAN, F. R. (1971). “Effects of column creep and shrinkage in tall structures— Analysis for differential shortening of columns and field observation of structures. American Concrete Institute.
- [9] Apontamentos Estruturas de Betão 1 FEUP
- [10] C.NOVAK, William F. Baker; D.Stanton Korista and Lawrance (2008) - Engineering the World's Tallest
- [11] ABDELRAZAQ, Ahmad (2012) - Validating the Structural Behavior and Response of Burj Khalifa: Synopsis of the Full Scale Structural Health Monitoring Programs. International Journal of High-Rise Buildings
- [12] EUROCÓDIGO 2 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE BETÃO PARTE 1-1: REGRAS GERAIS E REGRAS PARA EDIFÍCIOS, NP 1991-1-1, 2010
- [13] YI, Tianyi; TONG, Xiangdong - Differential Column Shortening Effects in Typical Medium-to High-Rise Buildings. In New Horizons and Better Practices
- [14] SAKATA, K.; Shimomura, T. 2004. Recent progress in research on; AND EVALUATION OF CONCRETE CREEP AND SHRINKAGE IN JAPAN; TECHNOLOGY, Journal of Advanced Concrete
- [15] www.theconcreteportal.pt. 25 Abril
- [16] BAZANT, Zdenek P. (1996) - Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-Adjusted Effective Modulus Method. Journal of the American Concrete Institute
- [17] FINTEL, M.; Khan, F. R. – “Effects of Column Creep and Shrinkage in Tall Structures;- PREDICTION OF INELASTIC COLUMN SHORTENING”. ACI JOURNAL, Proceedings, Vol. 66, no12.; DETROIT: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, December 1969. p. 957-967
- [18] GAO, Zhi; BRADFORD, Mark Andrew (1993) - Time-Dependent Shortening of Slender RC Columns. Journal of Engineering Mechanics

- [19] RUSSELL, H.G.; Larson, S.C. Thirteen years of deformations in water tower place. ACI Struct. J. 1989
- [20] SHARMA, Peeyush Chowdhary and Ravi K. (2009) - Creep-Shrinkage Behaviour of Composite Systems Due to Varying Shear Wall Properties. ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences
- [21] D J SMITH - ESTIMATING THE CREEP-FRACTURE MECHANICS PARAMETER C_T FROM UNIAXIAL CREEP STRAIN AND RUPTURE DATA THE JOURNAL OF STRAIN ANALYSIS FOR ENGINEERING DESIGN APRIL 1, 1991
- [22] KIM, Chang-Koon Choi; E-Doo (1985) - Multistory Frames Under Sequential Gravity Loads. Journal of Structural Engineering
- [23] MARI, A.R , Numerical Simulation of the Segmental Construction of Three Dimensional Concrete Frames, Journal of Engineering Structures, 22,2000, 585-964
- [24] HORAS, Cláudio [et al.] (2014) - Encurtamento Axial Diferencial de Elementos Verticais: Implicações na Análise e Dimensionamento de Edifícios Altos. 2014
- [25] PFEITER, D.W (1970) – Time Dependent Deformations in a 70 Story Structures. ACI Special Publication
- [26] ELNIMEIRI, M.M ; JOGLEKAR, MR. (1989) - Influence of column shortening in reinforced concrete and composite high rise structures, ACI Special Publication
- [27] NAGPAL, Savita Maru; M. Asfaw; A. K. (2001) - Consistent Procedure for Creep and Shrinkage Effects in RC Frames. Journal of Structural Engineering.
- [28] SAVITA MARU, R. K. Sharma e A. K. Nagpal (2003) - Effect of Creep and Shrinkage in Reinforced Concrete Frame–Shear Wall System With High Beam Stiffness. Structural Design Tall Special Buildings
- [29] DESAIB, A. Vafaia; M. Ghabdiana; H.E. Estekanchia and C.S. (2009) - Calculation of Creep and Shrinkage in Tall Concrete Building Using Nonlinear Staged Construction Analysis. Asian Journal of Civil Engineering
- [30] EL-DIN, M. Hassanien Serror and A. Essam (2012) - Assessment of Internal Forces Induced due to Differential Shortening of Vertical Elements in Typical Medium- to High-Rise Buildings. Journal of American Science
- [31] SNEHAL D. POOJARA, Dr. Paresh V. Patel (2014) - Axial Deformation of Columns in Multi-Story R.C.Buildings. International Journal of Civil Engineering and Technology
- [32] MR. KARTHIK SHINDE [et al.] (2014) - Force and Deformation Responses of Tall Reinforced Concrete Building Frames. International Journal of Engineering Research & Technology
- [33] PARK, H. S. (2003) - Optimal Compensation of Differential Column Shortening in High-Rise Buildings. Structural Design Tall Special Buildings
- [34] <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=474259&page=199>. 26 Abril
- [35] KIM, Seongdeok Kang; Jaesung Choi; Hakseong Kim; Inki (2011) - Tommy H.T. Seoul, KOREA, 2011. CTBUH 2011 Seoul Conference. [Consult. Outubro 2011].
- [36] <http://civildigital.com/efficient-use-outrigger-belt-truss-tall-buildings/>. 26 Abril
- [37] CALADO, Luís; SANTOS, João (2009) - Estruturas mistas de aço e betão.
- [38] <http://www.cinnamonlife.com/>